

ANÁLISIS GEOTÉCNICO PARA LA ESTABILIZACIÓN DEL SECTOR UBICADO
EN EL K51+300 DE LA VIA TRANSVERSAL DEL CARARE, ENTRE CIMITARRA
– LANDÁZURI DEL DEPARTAMENTO DE SANTANDER

LILIBETH GUERRERO RAMÍREZ

UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE FISICOMECAÑICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
MAESTRÍA EN GEOTECNIA
BUCARAMANGA

2014

ANÁLISIS GEOTÉCNICO PARA LA ESTABILIZACIÓN DEL SECTOR UBICADO
EN EL K51+300 DE LA VIA TRANSVERSAL DEL CARARE, ENTRE CIMITARRA
– LANDÁZURI DEL DEPARTAMENTO DE SANTANDER

LILIBETH GUERRERO RAMÍREZ

Trabajo de grado Maestría en Geotecnia para optar
al título de Maestría en Geotecnia.

Director
WILFREDO DEL TORO RODRÍGUEZ
Ingeniero Civil

Presentado Ante:
Comité de proyectos de grado
Maestría en geotecnia

UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE FÍSICOMECAÑICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
MAESTRÍA EN GEOTECNIA
BUCARAMANGA

2014

DEDICATORIA

A Dios, por ser mí guía y haberme orientado para hacer mis metas realidad, por su infinito amor y bondad.

AGRADECIMIENTOS

Doy gracias a Dios por darme la inteligencia, paciencia, sabiduría, entendimiento y la capacidad para realizar esta tesis.

A mi familia por todo su apoyo, comprensión y confianza.

Al director de proyecto Wilfredo Del Toro Rodríguez, por su constante ayuda y guía en el proceso.

A la Universidad Industrial de Santander y en especial a la Escuela de Ingeniería Civil, por permitirme lograr mis metas académicas y ser así una persona productiva para le sociedad.

TABLA DE CONTENIDO

| | |
|--|----|
| INTRODUCCION | 18 |
| PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA..... | 20 |
| JUSTIFICACION..... | 21 |
| 1. OBJETIVOS | 22 |
| 1.1 OBJETIVO GENERAL | 22 |
| 1.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS..... | 22 |
| 2. ESTADO DEL ARTE Y MARCO TEORICO | 23 |
| 2.1 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES | 23 |
| 3. METODOLOGIA | 37 |
| 4. INFORMACION DE LA ZONA DE ESTUDIO..... | 38 |
| 4.1 LOCALIZACION DEL PROYECTO..... | 38 |
| 5. ACTIVIDADES REALIZADAS | 39 |
| 5.1 UBICACIÓN DEL PK 51+300 | 39 |
| 5.1.1 Clima..... | 39 |
| 5.1.2 Precipitación | 40 |
| 5.1.3 Vegetación..... | 41 |
| 5.1.4 Topografía..... | 42 |
| 5.2 DESCRPCION GENERAL DEL SITIO..... | 42 |
| 5.3 MARCO GEOLOGICO..... | 43 |
| 5.3.1 Marco Geológico Regional..... | 44 |
| 5.3.2 Geología Estructural | 45 |
| 5.3.3 Marco Geológico Local K51+300..... | 47 |
| 5.3.4 Geología Estructural del Sector K51+300..... | 51 |
| 5.4 MARCO GEOMORFOLOGICO | 51 |
| 5.5 ANALISIS GEOLOGICO DE LA ZONA DE ESTUDIO..... | 52 |
| 5.6 LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO | 53 |
| 5.6.1 Descripción levantamiento topográfico | 53 |
| 5.6.2 Estación Geodésica total Topcon 239w | 55 |
| 5.7 SONDEOS Y APIQUES..... | 56 |

| | |
|---|----|
| 5.8 LINEA SISIMICA..... | 59 |
| 5.8.1 Geometría línea sísmica | 60 |
| 5.9 ENSAYOS DE LABORATORIOS | 60 |
| 5.10 RESULTADOS DE LAS ACTIVIDADES | 61 |
| 5.10.1 Topografía..... | 61 |
| 5.10.2 Sondeos y apiques | 64 |
| 5.10.3 Línea sísmica..... | 73 |
| 5.11 DIAGNOSTICO..... | 73 |
| 6. PARAMETROS GEOTECNICOS..... | 75 |
| 6.1 CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA DE LOS SUELOS | 75 |
| 6.1.1 Depósitos coluviales activos (Qc) | 75 |
| 6.1.2 Suelo residual de ladera (Sc1)..... | 77 |
| 6.2 CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA DE LAS ROCAS..... | 78 |
| 6.2.1 Unidad de roca blanda de la Formación Luna (Ksl) | 78 |
| 6.3 RESUMEN DE LA CARACTERIZACIÓN | 83 |
| 7. ANALISIS DE ESTABILIDAD DEL TALUD SIN OBRAS DE ESTABILIZACION..... | 85 |
| 7.1 EVALUACION DE LA ESTABILIDAD | 85 |
| 7.2 SOFTWARE UTILIZADO | 85 |
| 7.3 CALCULO DE COEFICIENTE SEUDOESTATICO | 86 |
| 7.4 ESCENARIOS ANALIZADOS..... | 87 |
| 7.4.1 Escenario 1, Talud Superior sin obras, análisis estático..... | 87 |
| 7.4.2 Escenario 2, Talud Superior sin obras, análisis dinámico..... | 87 |
| 7.4.3 Escenario 1, Talud Inferior sin obras, análisis estático..... | 88 |
| 7.4.4 Escenario 2, Talud Inferior sin obras, análisis dinámico..... | 88 |
| 7.5 CONCLUSIONES DE LOS ANALISIS DE ESTABILIDAD..... | 89 |
| 7.6 ALTERNATIVAS PARA EL MANEJO DE LOS TALUDES | 89 |
| 7.6.1 Alternativa 1 | 90 |
| 7.6.2 Alternativa 2 | 91 |
| 8. DISEÑO DE LOS CAISSONS..... | 93 |
| 8.1 SOFTWARE UTILIZADO | 93 |

| | |
|--|-----|
| 8.2 RESULTADOS DEL ANALISIS..... | 100 |
| 8.2.1 Carga Vertical | 100 |
| 8.2.2 Carga Axial Admisible – NSR-10 | 101 |
| 8.2.3 Carga de diseño vertical | 101 |
| 8.2.4 Carga Lateral | 101 |
| 8.2.5 Separación horizontal | 103 |
| 9. DISEÑO DE LOS ANCLAJES..... | 104 |
| 10. ANALISIS DE ESTABILIDAD DE LAS OBRAS PROPUESTAS | 107 |
| 10.1 SOFTWARE UTILIZADO | 107 |
| 10.2 CALCULO DE COEFICIENTE SEUDOESTATICO | 112 |
| 10.3 ESCENARIOS ANALIZADOS..... | 113 |
| 10.3.1 Escenario 1, Talud con obras - Alternativa1, análisis estático. | 113 |
| 10.3.2 Escenario 2, Talud con obras - Alternativa 1, análisis dinámico. | 114 |
| 10.3.3 Escenario 3, Talud con obras - Alternativa 2, análisis estático. | 114 |
| 10.3.4 Escenario 4, Talud con obras Alternativa 2, análisis dinámico. | 115 |
| 10.4 CONCLUSION DE LOS ANALISIS DE ESTABILIDAD CON OBRAS | 115 |
| 11. ANALISIS DE DEFORMACIONES DE LA ALTERNATIVA 2..... | 116 |
| 11.1 PARAMETROS DE LOS SUELOS | 116 |
| 12. CANTIDADES DE OBRA Y PRESUPUESTO DE LAS ALTERNATIVAS .. | 118 |
| 12.1 CANTIDADES DE OBRA Y PRESUPUESTO ALTERNATIVA 1 | 118 |
| 12.2 CANTIDADES DE OBRA Y PRESUPUESTO ALTERNATIVA 2 | 119 |
| 13. COMPARACION ENTRE LAS ALTERNATIVAS | 120 |
| 14. CONCLUSIONES | 122 |
| BIBLIOGRAFÍA..... | 124 |
| ANEXOS | 125 |

LISTA DE FOTOGRAFIAS

| | |
|---|----|
| Fotografía 1 Sector K51 + 300 entre Cimitarra - Landázuri. | 39 |
| Fotografía 2 Zonas con procesos erosivos por lavado. | 42 |
| Fotografía 3 Depósitos coluviales recientes. | 49 |
| Fotografía 4 Suelo transportado de ladera. | 50 |
| Fotografía 5 Localización delta Aux 28A..... | 54 |
| Fotografía 6 Localización delta Aux 28B..... | 55 |
| Fotografía 7 Localización delta Aux 28F..... | 55 |
| Fotografía 8 Estación total Topcon 239w..... | 56 |
| Fotografía 9 Vista del sondeo No. 1 realizado a roto percusión..... | 59 |
| Fotografía 10 Inicio línea sísmica. | 60 |
| Fotografía 11 Deformaciones de la vía en el sector en estudio. | 85 |

LISTA DE FIGURAS

| | |
|---|----|
| Figura 1 Localización Geográfica del Proyecto..... | 38 |
| Figura 2 Mapa geológico PL 150 Cimitarra..... | 43 |
| Figura 3 Mapa geológico Sector K51+300..... | 45 |
| Figura 4 Geología Estructural, fallas regionales | 46 |
| Figura 5 Unidades Geológicas Superficiales Sector K51+300..... | 48 |
| Figura 6 Geomorfología y perfil del Sector K51+300 | 52 |
| Figura 7 Ubicación en planta de sondeos y apiques..... | 58 |
| Figura 8 Planta topográfica | 62 |
| Figura 9 Perfil A-A..... | 62 |
| Figura 10 Perfil B-B..... | 63 |
| Figura 11 Perfil C-C | 63 |
| Figura 12 Tomografía línea sísmica..... | 73 |
| Figura 13 Dato de entrada 1 Resistencia a la compresión inconfiada | 80 |
| Figura 14 Dato de entrada 2 GSI | 80 |
| Figura 15 Dato de entrada 3 Constante Mi | 81 |
| Figura 16 Dato de entrada 4 Factor de perturbación D..... | 81 |
| Figura 17 Datos de entrada 5 Modulo de elasticidad, peso específico y altura del talud..... | 82 |
| Figura 18 Parámetros de la roca..... | 83 |
| Figura 19 Modelo Geotécnico perfil del Sector K51+300..... | 84 |
| Figura 20 Valores de KST/ amax Mínimos para Análisis Pseudoestáticos de Taludes | 86 |
| Figura 21 Análisis de estabilidad talud superior, condición estática | 87 |
| Figura 22 Análisis de estabilidad talud superior, condición dinámico | 87 |
| Figura 23 Análisis de estabilidad talud inferior, condición estática | 88 |
| Figura 24 Análisis de estabilidad talud inferior, condición dinámico | 88 |
| Figura 25 Perfil de obras alternativa 1 | 91 |
| Figura 26 Perfil de obras alternativa 2 | 92 |
| Figura 27 Paso 1 Se define el nombre del proyecto | 93 |
| Figura 28 Paso 2 Se asigna dimensiones al área de trabajo | 94 |
| Figura 29 Paso 3 Características de los suelos | 94 |
| Figura 30 Paso 4 Diámetro del caisson | 95 |
| Figura 31 Paso 5 Longitud del caisson | 95 |
| Figura 32 Paso 6 Malla de elementos finitos | 96 |
| Figura 33 Paso 7 Fases de cálculo..... | 96 |
| Figura 34 Paso 9 Se asigna el material al caisson | 97 |
| Figura 35 Paso 10 Se asigna la carga (vertical y/o lateral)..... | 97 |
| Figura 36 Paso 11 Modelo definido | 98 |
| Figura 37 Paso 12 Se escoge el punto donde se conocerán las deformaciones..... | 98 |

| | | |
|-----------|--|-----|
| Figura 38 | Paso 13 Fase de cálculo..... | 99 |
| Figura 39 | Paso 14 Curva desplazamientos Vs. % de carga | 99 |
| Figura 40 | Deformaciones..... | 100 |
| Figura 41 | Curva Asentamiento Vs. % Carga | 100 |
| Figura 42 | Esfuerzos axiales máximos | 101 |
| Figura 43 | Deformaciones..... | 102 |
| Figura 44 | Curva Asentamiento Vs. % Carga | 102 |
| Figura 45 | Paso 1 Se escogen los parámetros de análisis | 108 |
| Figura 46 | Paso 2 Se carga la geometría en .dxf..... | 108 |
| Figura 47 | Paso 3 Superficies del talud | 109 |
| Figura 48 | Paso 4 Se asignan los materiales..... | 109 |
| Figura 49 | Paso 5 Se asigna la sobrecarga | 110 |
| Figura 50 | Paso 6 Se dibujan los pernosy se asignan sus propiedades | 110 |
| Figura 51 | Paso 7 Se dibujan los caissons y se asignan sus propiedades | 111 |
| Figura 52 | Paso 8 Se definen los límites para el análisis..... | 111 |
| Figura 53 | Paso 9 Factor de seguridad obtenido | 112 |
| Figura 54 | Valores de KST/ amax Mínimos para Análisis Seudoestáticos de Taludes | 112 |
| Figura 55 | Análisis de estabilidad alternativa 1, condición estática | 113 |
| Figura 56 | Análisis de estabilidad alternativa 1, condición dinámica..... | 114 |
| Figura 57 | Análisis de estabilidad alternativa 2, condición estática | 114 |
| Figura 58 | Análisis de estabilidad alternativa 2, condición dinámica..... | 115 |
| Figura 59 | Modelo Geotécnico de PLAXIS | 117 |
| Figura 60 | Deformaciones totales | 117 |

LISTA DE TABLAS

| | |
|---|-----|
| Tabla 1. Métodos de análisis de estabilidad de taludes | 24 |
| Tabla 2 Valores promedio mensual de pluviosidad (1.999 - 2.001) | 40 |
| Tabla 3 Coordenadas geográficas de los deltas | 54 |
| Tabla 4 Coordenadas sondeos y apiques..... | 57 |
| Tabla 5 Relación de ensayos de laboratorio ejecutados..... | 60 |
| Tabla 6 Descripción del Apique 1 | 64 |
| Tabla 7 Resultados de los Laboratorios realizados al Apique 1 | 64 |
| Tabla 8 Descripción del Apique 2 | 65 |
| Tabla 9 Resultados de los Laboratorios realizados al Apique 2 | 65 |
| Tabla 10 Descripción del Apique 3 | 65 |
| Tabla 11 Resultados de los Laboratorios realizados al Apique 3 | 66 |
| Tabla 12 Descripción del Apique 4 | 66 |
| Tabla 13 Resultados de los Laboratorios realizados al Apique 4 | 66 |
| Tabla 14 Resumen Ensayo SPT Sondeo 1 | 67 |
| Tabla 15 Descripción del Sondeo 1 | 67 |
| Tabla 16 Resultados de los Laboratorios realizados al Sondeo 1 | 68 |
| Tabla 17 Resumen Sondeo 2 | 68 |
| Tabla 18 Descripción del Sondeo 2 | 68 |
| Tabla 19 Resultados de los Laboratorios realizados al Sondeo 2 | 69 |
| Tabla 20 Resumen Sondeo 3 | 69 |
| Tabla 21 Descripción del Sondeo 3 | 70 |
| Tabla 22 Resultados de los Laboratorios realizados al Sondeo 3 | 71 |
| Tabla 23 Resumen Sondeo 4 | 71 |
| Tabla 24 Descripción del Sondeo 4 | 72 |
| Tabla 25 Resultados de los Laboratorios realizados al Sondeo 4 | 72 |
| Tabla 26 Ensayos de corte directo..... | 75 |
| Tabla 27 Valor Promedio de los cortes directos | 76 |
| Tabla 28 Propiedades de estado de suelos de grano grueso | 76 |
| Tabla 29 Propiedades de estado de suelos finos | 76 |
| Tabla 30 Ensayos de corte directo..... | 77 |
| Tabla 31 Resistencia a la compresión | 79 |
| Tabla 32 Clasificación del macizo rocoso en términos de resistencia | 79 |
| Tabla 33 Clasificación del macizo rocoso en términos de resistencia | 82 |
| Tabla 34 Parámetros de los suelos y macizo rocoso..... | 84 |
| Tabla 35 Calculo de carga axial máxima | 101 |
| Tabla 36. Resistencia última de la interface suelo/lechada a lo largo de la zona del bulbo..... | 105 |
| Tabla 37 Parámetros para el diseño | 107 |
| Tabla 38 Parámetros para el diseño | 116 |

| | |
|---|-----|
| Tabla 39.Cantidades de obra y presupuesto aproximado Alternativa 1..... | 118 |
| Tabla 40.Cantidades de obra y presupuesto aproximado Alternativa 2..... | 119 |
| Tabla 41Análisis comparativo de alternativas (Ventajas y Desventajas) | 120 |

LISTA DE ANEXOS

- ANEXO A** Exploraciones geotécnicas y laboratorios
- ANEXO B** Planos
- ANEXO C** APUS

RESUMEN

TITULO: ANÁLISIS GEOTÉCNICO PARA LA ESTABILIZACIÓN DEL SECTOR UBICADO EN EL K51+300 DE LA VIA TRANSVERSAL DEL CARARE, ENTRE CIMITARRA – LANDÁZURI DEL DEPARTAMENTO DE SANTANDER.*

AUTOR: LILIBETH GUERRERO RAMÍREZ**

PALABRAS CLAVES: Amenaza, deslizamiento, estabilización, evaluación, exploración, geotecnia, propiedades, riesgo y transversal.

DESCRIPCIÓN:

La geotecnia es una rama de la ingeniería civil, que busca el mejoramiento y la estabilidad de los suelos, indagando y buscando las propiedades de los materiales que conforman el suelo de esta manera poder analizar el comportamiento esperado de los mismos.

Se debe usar como una técnica para atender los diversos requerimientos de la comunidad y dar respuesta a la incertidumbre que generan los diferentes fenómenos naturales como el cambio climático, desastres naturales, fenómenos de remoción en masa y caída de rocas entre otros.

Para dar respuesta a las diferentes incógnitas generadas por los fenómenos naturales que están ligados al comportamiento del suelo, se debe evaluar e identificar las posibles causas que están afectando la estabilidad del sector y así poder diseñar la alternativa que dé solución temporal o permanente a la amenaza y riesgo que se está presentando.

Con la ejecución del presente trabajo se plantea analizar el comportamiento geotécnico de los taludes ubicados en el PK 51+300 de la Transversal del Carare entre Cimitarra y Landázuri; para cumplir con dicho objetivo se debe estudiar la geología, condiciones topográficas de los taludes, propiedades de los suelos y estabilidad general del sector, para así definir las obras de mitigación necesarias.

Con las obras propuestas se busca minimizar y controlar todos los factores que amenazan la banca en el sector de estudio.

*Trabajo de grado de aplicación.

**Facultad de Ciencias Físico Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director (I.C.) Wilfredo del Toro.

ABSTRACT

TITLE: GEOTECHNICAL ANALYSIS FOR THE STABILIZATION OF THE SECTOR LOCATED IN THE K31+300 OF THE VIA OF THE CARARE TRANSVERSAL BETWEEN CIMITARRA - LANDÁZURI SANTANDER.*

AUTHOR: LILIBETH GUERRERO RAMÍREZ**

KEYWORDS: Threat, slope W, stabilization, evaluation, exploration, geotechnical, properties, risk y cross.

DESCRIPTION

Geotechnical engineering is a branch of civil engineering that seeks improvement and stability of the soil, investigating and looking for the properties of the materials that make up the soil in this way to analyze the behavior expected of them.

Should be used as a technique to meet the diverse requirements of the community and to respond to the uncertainty generated by the various natural phenomena such as climate change, natural disasters, acts of landslides and falling rocks among others.

To meet the different unknowns generated by natural phenomena that are related to soil behavior, you should evaluate and identify potential root causes that are affecting the stability of the sector in order to design alternative that gives temporary or permanent solution to the threat and risk that is being presented.

With the implementation of this work we want to analyze the behavior of geotechnical slopes located at station 51 + 300 Process for Carare between Scimitar and Landázuri; to meet this objective should be studied geology, topographical conditions of the slopes, soil properties and overall stability of the sector, so as to define the necessary mitigation works.

The proposed work is to minimize and control all the factors that threaten the banking sector study.

* Working level of implementation.

**Faculty of Mechanical Physical Sciences. School of Civil Engineering. Director (I.C.) Wilfredo del Toro.

INTRODUCCION

Existen diversos factores climatológicos, geológicos, ambientales, sociales y sísmicos como los movimientos de placas tectónicas, entre otros que activan y generan deslizamientos sobre las estructuras viales que el hombre ha construido a través de los años para comunicar una región con otra y simplificar labores que día a día son más necesarias. Debido a estos fenómenos que alteran el funcionamiento de las vías y obstruyen las actividades que están relacionadas con las mismas, se ha visto la necesidad y se ha puesto a prueba la capacidad del hombre para entender, analizar, afrontar, controlar y remediar estas situaciones que se presentan comúnmente en nuestra malla vial.

El presente documento consistió en una recopilación teórica de los fundamentos geotécnicos y consideraciones constructivas que determinan la aplicabilidad frente a los deslizamientos que ocurrieron en la banca del sector K51+300 entre Cimitarra - Landázuri, evento que constituye un buen punto de partida para la detección y evaluación de potenciales deslizamientos en el futuro en esa área y la oportunidad de aplicar los conocimientos de la Geotecnia para determinar, analizar y evaluar alternativas para solucionar estos fenómenos y poner en funcionamiento esta vía y evitar cierres temporales que afectan la economía y calidad de vida de la población del sector.

Una vez analizado el sector, en el cual se definirán niveles de amenaza y riesgo, el mecanismo de falla y analizados los factores de equilibrio, se puede pasar al objetivo final que es el diseño del sistema de prevención, control o estabilización. Existen varias formas de enfocar y resolver cada problema específico y la metodología que se requiere emplear en cada caso, depende de una serie de factores técnicos, sociales, económicos y políticos, con una gran cantidad de variables en el espacio y en el tiempo.

Con los resultados de los estudios y antecedentes, se determinarán los factores que están afectando la estabilidad del sector y se dará una propuesta que permita dar solución a las interrupciones involuntarias que se dan en esta vía en el sector del K51+300 por causa de los deslizamientos, de igual forma se presentan conclusiones y recomendaciones que faciliten su implementación, debido a que uno de los principales objetivos para nosotros como futuros geotecnistas de Colombia es que estos análisis y posibles alternativas de solución no se queden como un escrito más, sino por el contrario se lleven a cabo mejorando la opciones de vida de la población.

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La infraestructura vial del país presenta debilidades tales como: la articulación deficiente con la red troncal, restricciones de capacidad y nivel de servicio, características geométricas y geotécnicas que restringen el normal desplazamiento de los vehículos, deterioro superficial y estructural de sus pavimentos en algunos corredores estratégicos para la competitividad del país.

Con los cambios climatológicos en todo el Territorio Nacional y específicamente en el departamento de Santander, El Director General del Instituto Nacional de Vías el Dr. Daniel Andrés García Arizabaleta junto con la Oficina de Atención y Prevención de Emergencias informó sobre la emergencia presentada como consecuencia de la ola invernal que azoto la región de la Transversal del Carare, la cual desestabilizó el talud superior y produjo una pérdida total de banca en el sector Cimitarra - Landázuri, ocasionando un cierre total para todo tipo de vehículos, declaró mediante Resolución No 05917 del 22 de octubre de 2.008 la Urgencia Manifiesta¹.

Para la cual el gobierno contrata al CONSORCIO TRANSVERSAL DEL CARARE para realizar los trabajos de ESTUDIOS Y DISEÑOS, GESTIÓN SOCIAL, PREDIAL, AMBIENTAL Y MEJORAMIENTO, DEL PROYECTO “TRANSVERSAL DEL CARARE” a su vez subcontrata los estudios y diseños de suelo a la firma TORRES E INGENIERÍA, quien suministrará los resultados arrojados por los estudios geológicos, hidrológicos y geotécnicos, con los cuales se analizaran y se planteará una solución que permita la estabilización de la vía en el sector K51+300 entre Cimitarra-Landázuri aportando los conocimientos necesarios en geotécnica ante esta problemática.

¹ENRIQUE MARTINEZ ARCINIEGAS, La Oficina de Atención y Prevención de Emergencias - Resolución No 05917 del 22 de octubre de 2.008 la Urgencia Manifiesta

JUSTIFICACION

La propuesta que se plantea en el presente trabajo de grado permitirá aportar un método de estabilización al sector K51+300 entre Cimitarra-Landázuri perteneciente al proyecto de pavimentación de la transversal del Carare, la cual contempla la ampliación de la vía. El diseño original contempla la ampliación de la banca mediante un corte realizado al costado interno y una estructura de contención al costado exterior.

La ampliación de la vía realizada de esta forma presenta dificultades debido a la naturaleza de los suelos que la componen y la topografía quebrada del sector. Para ejecutar la ampliación de la vía es necesario realizar obras de mitigación que permitan dar estabilidad hacia el costado exterior.

Por lo anterior, se busca analizar e identificar una solución que controle la amenaza y riesgo que se está presentando en la transversal del Carare en el sector K51+300 del corredor Cimitarra-Landázuri, donde existe un sector inestable y se hace necesaria una exploración geotécnica detallada.

Con lo anterior se reactivará la economía, el acceso a los servicios de salud, y la conservación de vidas humanas, también servirá a los futuros investigadores e ingenieros para tomar como referencia para futuras aplicaciones en obras de construcción, de mantenimiento, mejoramiento e igualmente la toma de decisiones.

1. OBJETIVOS

1.1 OBJETIVO GENERAL

Determinar un sistema de estabilización que dé solución a la inestabilidad de la vía en el sector K51+300 de la transversal del Carare, sector Cimitarra – Landázuri en el departamento de Santander.

1.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS

- ❖ Diagnosticar las características y propiedades mecánicas de los suelos presentes en el sector con base en la información suministrada por el contratista.
- ❖ Evaluar la necesidad de adoptar un método de estabilización que permita mantener la banca en uso, mediante comparación de las ventajas, desventajas, criterios y factores de selección por costo, seguridad, funcionalidad, vida útil, tiempo de instalación, condiciones geográficas para conocer cual sistema de estabilización es más efectivo y eficiente.
- ❖ Diseñar y modelar el sistema de estabilización seleccionado sobre el terreno inestable mediante el uso de herramientas informáticas que permitan efectuar la evaluación en diferentes escenarios para conocer las condiciones para su implementación.

2. ESTADO DEL ARTE Y MARCO TEORICO

La seguridad de una masa de tierra contra falla o movimiento es lo que se llama estabilidad, y debe considerarse no sólo en el proyecto de estructuras de tierra sino también en la reparación y corrección de las que han fracasado. Los proyectos de los taludes de los cortes abiertos y la sección transversal de los terraplenes, diques y presas de tierra, están basados principalmente en los estudios de estabilidad, a menos que el proyecto sea tan pequeño que se puedan tolerar las fallas ocasionales.

Cuando ocurren los fracasos, ya sean deslizamientos o corrimientos, o hundimientos, es necesario hacer estudios de estabilidad para determinar la causa de la falla y poder indicar su corrección y el mejor método para prevenir dificultades futuras.

Teniendo en cuenta lo anterior se deben plantear estudios necesarios para determinar las obras que se deben construir.

Estos estudios deben indicar los métodos utilizados para la obtención de los resultados óptimos de los parámetros de resistencia de los suelos. La recopilación de información y su correcta interpretación previa al diseño, son un factor fundamental en el éxito de un proyecto y en la anticipación de posibles inconvenientes durante el proceso constructivo. Es por esto que los estudios previos son tan importantes como la ejecución del proyecto, entre más información y más detallada se encuentre, mejor será la interpretación de los factores o variable que influirán en el proyecto vial.

2.1 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES

El análisis de los movimientos de los taludes o laderas durante muchos años se ha realizado utilizando las técnicas del equilibrio límite. Este tipo de análisis requiere información sobre la resistencia del suelo, pero no se requiere sobre la relación esfuerzo-deformación.

El sistema de equilibrio límite supone que en el caso de una falla, las fuerzas actuantes y resistentes son iguales a lo largo de la superficie de falla equivalentes a un factor de seguridad de 1.0.

Tabla 1. Métodos de análisis de estabilidad de taludes

| Método | Superficies de falla | Equilibrio | Características |
|---|--|------------------------------------|--|
| Ordinario o de Fellenius (Fellenius 1927) | Circulares | De fuerzas | Este método no tiene en cuenta las fuerzas entre las dovelas y no satisface equilibrio de fuerzas, tanto para la masa deslizada como para dovelas individuales. Sin embargo, este método es muy utilizado por su procedimiento simple. Muy impreciso para taludes planos con alta presión de poros. Factores de seguridad bajos. |
| Bishop simplificado (Bishop 1955) | Circulares | De momentos | Asume que todas las fuerzas de cortante entre dovelas son cero. Reduciendo el número de incógnitas. La solución es sobredeterminada debido a que no se establecen condiciones de equilibrio para una dovela. |
| Janbú Simplificado (Janbú 1968) | Cualquier forma de superficie de falla. | De fuerzas | Al igual que Bishop asume que no hay fuerza de cortante entre dovelas. La solución es sobredeterminada que no satisface completamente las condiciones de equilibrio de momentos. Sin embargo, Janbú utiliza un factor de corrección F_0 para tener en cuenta este posible error. Los factores de seguridad son bajos. |
| Sueco Modificado. U.S. Army Corps of Engineers (1970) | Cualquier forma de la superficie de falla. | De fuerzas | Supone que las fuerzas tienen la misma dirección que la superficie del terreno. Los factores de seguridad son generalmente altos. |
| Lowe y Karafiath (1960) | Cualquier forma de la superficie de falla. | De fuerzas | Asume que las fuerzas entre partículas están inclinados a un ángulo igual al promedio de la superficie del terreno y las bases de las dovelas. Esta simplificación deja una serie de incógnitas y no satisface el equilibrio de momentos. Se considera el más preciso de los métodos de equilibrio de fuerzas. |
| Spencer (1967) | Cualquier forma de la superficie de falla. | Momentos y fuerzas | Asume que la inclinación de las fuerzas laterales son las mismas para cada tajada. Rigurosamente satisface el equilibrio estático asumiendo que la fuerza resultante entre tajadas tiene una inclinación constante pero desconocida. |
| Morgenstern y Price (1965) | Cualquier forma de la superficie de falla. | Momentos y fuerzas | Asume que las fuerzas laterales siguen un sistema predeterminado. El método es muy similar al método Spencer con la diferencia que la inclinación de la resultante de las fuerzas entre dovelas se asume que varía de acuerdo a una función arbitraria. |
| Sarma (1973) | Cualquier forma de la superficie de falla. | Momentos y fuerzas | Asume que las magnitudes de las fuerzas verticales siguen un sistema predeterminado. Utiliza el método de las dovelas para calcular la magnitud de un coeficiente sísmico requerido para producir la falla. Esto permite desarrollar una relación entre el coeficiente sísmico y el factor de seguridad. El factor de seguridad estático corresponde al caso de cero coeficiente sísmico. Satisface todas las condiciones de equilibrio; sin embargo, la superficie de falla correspondiente es muy diferente a la determinada utilizando otros procedimientos más convencionales. |
| Elementos finitos | Cualquier forma de la superficie de falla. | Analiza esfuerzos y deformaciones. | Satisface todas las condiciones de esfuerzo. Se obtienen esfuerzos y deformaciones en los nodos de los elementos, pero no se obtiene un factor de seguridad. |
| Espiral logarítmica | Espiral logarítmica | Momentos y fuerzas. | Existen diferentes métodos con diversas condiciones de equilibrio. |

Fuente: www.erosion.com.co.

La mayoría de los sistemas de análisis asumen un criterio de “equilibrio límite” donde el criterio de falla de Coulomb es satisfecho a lo largo de una determinada superficie.

Se estudia un cuerpo libre en equilibrio, partiendo de las fuerzas actuantes y de las fuerzas resistentes que se requieren para producir el equilibrio. Calculada esta fuerza resistente, se compara con la disponible del suelo o roca y se obtiene una indicación del Factor de Seguridad.

Otro criterio es el de dividir la masa a estudiar en una serie de tajadas, dovelas o bloques y considerar el equilibrio de cada tajada por separado. Una vez realizado el análisis de cada tajada se analizan las condiciones de equilibrio de la sumatoria de fuerzas o de momentos.

Además de los anteriores métodos de equilibrio límite ya analizados, se tienen los siguientes métodos para analizar la estabilidad de taludes:

❖ Método del talud infinito

El método del talud infinito es un sistema muy rápido y sencillo para determinar el factor de seguridad de un talud, suponiendo un talud largo con una capa delgada de suelo, en el cual, cualquier tamaño de columna de suelo es representativo de todo el talud. Las suposiciones del método del talud infinito son las siguientes: suelo isotrópico y homogéneo, talud infinitamente largo y superficie de falla paralela al talud. El principal uso del método del talud infinito es la elaboración de planos de amenaza a los deslizamientos.

Para un talud uniforme y relativamente largo, en el cual el mecanismo de falla esperado no es muy profundo, los efectos de borde son despreciables y el factor de seguridad puede calcularse (para un talud infinito) a partir de una unidad de área con base en el criterio Mohr - Coulomb.

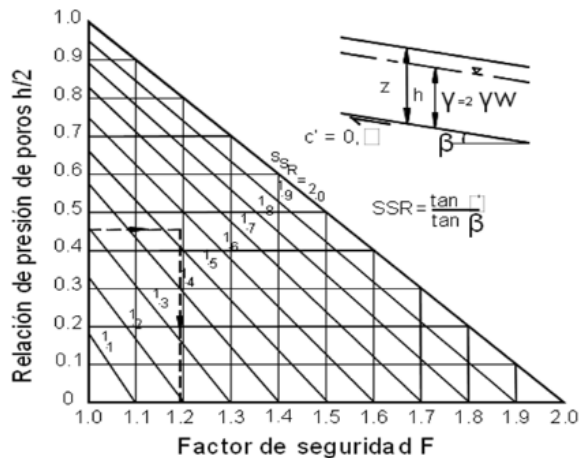
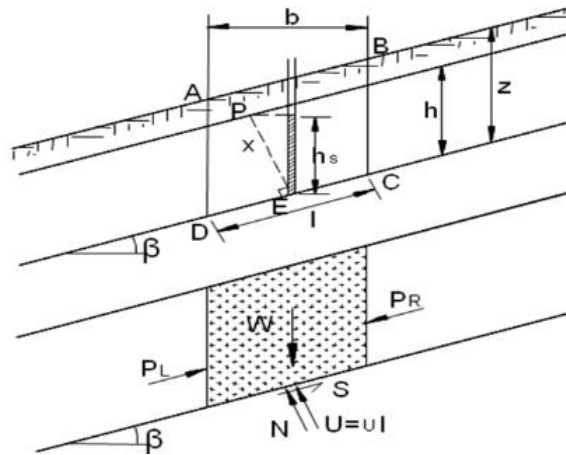
Realizando una igualdad de fuerzas resistentes y actuantes, se obtiene la siguiente expresión:

$$FS = \frac{c' + (\gamma Z - \gamma_w h) \cos^2 \beta \tan \phi'}{\gamma z \sin \beta \cos \beta}$$

Simplificando para un talud seco de suelos sin cohesión ($c' = 0$)

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \beta}$$

El método del talud infinito cumple condiciones para el equilibrio de fuerzas y el equilibrio de momentos a pesar de que no se considera explícitamente, debido a que las fuerzas son colineales y la fuerza normal actúa en el centro del bloque. Este método es muy preciso para el análisis de los suelos estratificados, con falla paralela a la superficie del terreno. (Jaime Suarez, 2002).



❖ Método del bloque deslizando

El análisis de bloque puede utilizarse cuando existe a una determinada profundidad, una superficie de debilidad relativamente recta y delgada. La masa que se mueve puede dividirse en dos o más bloques y el equilibrio de cada bloque se considera independientemente, utilizando las fuerzas entre bloques. No

considera la deformación de los bloques y es útil cuando existe un manto débil o cuando aparece un manto muy duro sobre el cual se puede presentar el deslizamiento.

En el caso de tres bloques, la cuña superior se le llama cuña activa y las otras dos, cuña central y pasiva, respectivamente. El factor de seguridad puede calcularse sumando las fuerzas horizontales así:

$$FS = \frac{P_p + c'_m L + (W - u) \tan \theta'_m}{P_a}$$

Donde:

P_p = Fuerza pasiva producida por la cuña inferior.

P_a = Fuerza activa producida por la cuña superior.

c'_m = Cohesión efectiva del suelo blando en la base del bloque central.

L = Longitud del fondo del bloque central.

W = Peso total del bloque central.

u = Fuerza total de poros en el fondo del bloque central.

θ'_m = Fricción del suelo en el fondo del bloque.

Los valores de las presiones activas y pasivas se pueden obtener utilizando las teorías de presión de tierras de Rankine o de Coulomb; teniendo en cuenta el valor de la cohesión movilizadada. Cuando hay dos bloques interrelacionados, se puede obtener una expresión similar. (Jaime Suarez, 2002).

❖ Métodos Probabilísticos

Procedimientos probabilísticos para el análisis de estabilidad de taludes varían en suposiciones, limitaciones, capacidad de manejar problemas complejos y complejidad matemática. La mayoría de ellos pertenecen a dos categorías: métodos aproximados (Primer Orden Segundo Momento, Estimativos Puntuales, Hasofer-Lind) y simulación de Monte Carlo (El-Ramly et al., 2002). (Trabajo de

Grado, Leonardo José Cruz Zelaya, Junio de 2012).

✓ Método de Primer Orden Segundo Momento

Este método utiliza los primeros términos de la expansión de la serie de Taylor de la función de comportamiento o de falla analizada, con el fin de determinar los valores de los dos primeros momentos centrales (la media y la varianza) (Baecher & Christian, 2003). El procedimiento consiste en una linearización alrededor del valor medio de las variables aleatorias de un problema probabilístico. Si existe un número N de variables aleatorias, este método requiere evaluar N derivadas parciales de la función de comportamiento o calcular una aproximación numérica utilizando 2N+1 puntos.

Al realizarse una expansión, esta se trunca después del término lineal, por esta razón se conoce como primer orden. Se le conoce como método de segundo momento porque la varianza es una forma del segundo momento y es el resultado estadístico de mayor orden estimado en el análisis.

Ya que los términos $(x_i - \mu_{xi})$ tienen valores pequeños, al elevarse al cuadrado, al cubo y ordenes mayores, sus valores serán aún menores y pueden ser ignorados. Considerando una función de comportamiento g con n variables aleatorias X_i , su expansión de series de Taylor alrededor de la media de las variables aleatorias $\mu_{x1}, \mu_{x2}, \dots, \mu_{xn}$, truncada después de los términos de primer orden, genera

$$g(x_1, x_2, \dots, x_n) \approx g(\mu_{x_1}, \mu_{x_2}, \dots, \mu_{x_n}) + \sum_{i=1}^n (x_i - \mu_{x_i}) \cdot \frac{\partial g}{\partial x_i}$$

El signo de aproximación reemplaza el signo de igualdad ya que es una estimación (hay que recordar que los términos de mayor orden han sido removidos). Para encontrar la media, es necesario integrar g multiplicado por la función de densidad de probabilidad conjunta de las variables X_1 a la X_n , entre $-\infty$ y $+\infty$. La ecuación anterior es la suma de n+1 términos, así que cada término puede ser integrado y los resultados son sumados. Los términos $g(\mu_{x1}, \mu_{x2}, \dots, \mu_{xn})$ son constante, también lo son las derivadas parciales (considerados puntos de linearización) ya que han sido evaluadas en las medias de las variables

individuales. Además, la integral de $-\infty$ y $+\infty$ de una función de densidad de probabilidad multiplicada por una constante es simplemente esa constante.

Todo esto nos da

$$\mu_g \approx g(\mu_{x_1}, \mu_{x_2}, \dots, \mu_{x_n}) + \sum_{i=1}^n \int_{-\infty}^{+\infty} (x_i - \mu_{x_i}) f_{x_i}(x_i) dx_i$$

Pero cada uno de estos términos después del signo de suma debe ser cero, por lo tanto

$$\mu_g \approx g(\mu_{x_1}, \mu_{x_2}, \dots, \mu_{x_n})$$

Es razonable que el valor esperado de una función de varias variables sea aproximadamente igual al valor de la función calculada con el valor medio de todas las variables. Para obtener la varianza de la función

$$\sigma^2_g \approx \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \rho_{x_i x_j} \sigma_{x_i} \sigma_{x_j} \frac{\partial g}{\partial x_i} \frac{\partial g}{\partial x_j} = \sum_{i=1}^n \sigma^2_{x_i} \left(\frac{\partial g}{\partial x_i} \right)^2 + \sum_{i=1}^n \sum_{j \neq 1}^n \text{COV}(x_i, x_j) \frac{\partial g}{\partial x_i} \frac{\partial g}{\partial x_j}$$

Si las variables aleatorias no están correlacionadas entonces el término que contiene la covarianza no se toma en cuenta. Entre mayor sea el número de variables aleatorias, los cálculos se incrementarán. Por tanto para n variables aleatorias se realizarán 2n+1 cálculos. (Trabajo de Grado, Leonardo José Cruz Zelaya, Junio de 2012).

✓ Método de Estimativos Puntuales

Este Método es capaz de estimar los momentos estadísticos a partir de varias variables aleatorias. La idea básica consiste en sustituir las distribuciones probabilísticas de las variables aleatorias continuas por distribuciones discretas equivalentes, las cuales tendrán los mismos tres primeros momentos centrales. Luego se calcula la media, desviación estándar y asimetría de la función de comportamiento.

Debe considerarse una función de comportamiento Y dependiente de n variables aleatorias X_i . Dichas variables son simétricas y están correlacionadas. El proceso escoge 2^n puntos de tal forma que el valor de cada variable esta una desviación estándar por arriba y por debajo de la media. Estos puntos se conocen como puntos de muestreo. Al conocer el valor medio μ_{X_i} y la desviación estándar σ_{X_i} de las variables aleatorias, la ubicación de los puntos de muestreo x_{i+} y x_{i-} pueden ser calculados de la siguiente forma

$$\begin{aligned} x_{i+} &= \mu_{X_i} + \xi_{X_{i+}} \sigma_{X_i} \\ x_{i-} &= \mu_{X_i} + \xi_{X_{i-}} \sigma_{X_i} \end{aligned}$$

Donde las desviaciones estándar unitarias $\xi_{X_{i+}}$ y $\xi_{X_{i-}}$ dependen de los coeficientes de asimetría v_{X_i} de las variables aleatorias. Estas se calculan mediante:

$$\begin{aligned} \xi_{X_{i+}} &= \frac{v_{X_i}}{2} + \sqrt{1 + \left(\frac{v_{X_i}}{2}\right)^2} \\ \xi_{X_{i-}} &= \frac{v_{X_i}}{2} - \sqrt{1 + \left(\frac{v_{X_i}}{2}\right)^2} \end{aligned}$$

Ahora es posible calcular el valor de la función de comportamiento utilizando los puntos de muestreo o estimativos x_{i+} y x_{i-} . Para n variables aleatorias, la función se evalúa en 2^n puntos.

Los pesos P_i , también conocidos también como concentraciones de probabilidad, deben ser calculados para tomar en cuenta la contribución de la correlación entre las variables aleatorias. Ya que una función de densidad de probabilidad tiene un área unitaria, también los pesos deben sumar uno y tienen que ser positivos. Los pesos se obtienen mediante diferentes expresiones dependiendo del número de variables y su correlación.

Cuando existe n variables aleatorias, los pesos se calculan mediante la siguiente fórmula

$$P_{(s_1 s_2 \dots s_n)} = \frac{1}{2^n} \left[1 + \sum_{i=1}^{n-1} \sum_{j=i+1}^n (s_i)(s_j) \rho_{ij} \right]$$

Donde s es $+1$ cuando el valor de la variable es una desviación estándar por arriba de la media. Será -1 cuando esté por debajo de la media. Finalmente los tres

primeros momentos centrales de la función de comportamiento se calculan de la siguiente manera: (Trabajo de Grado, Leonardo José Cruz Zelaya, Junio de 2012).

$$\mu_{Y(X_i)} = \sum_{i=1}^{2^n} P_i Y(X_i = x_i)$$

$$\sigma^2_{Y(X_i)} = \sum_{i=1}^{2^n} P_i (Y(X_i = x_i) - \mu_{Y(X_i)})^2$$

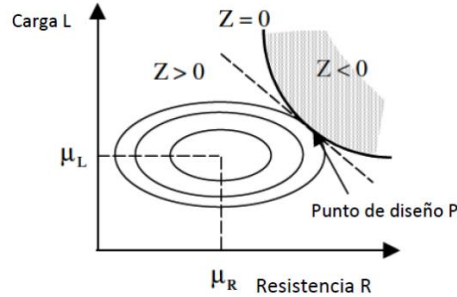
$$\nu_{Y(X_i)} = \frac{1}{\sigma^3_{Y(X_i)}} \sum_{i=1}^{2^n} P_i (Y(X_i = x_i) - \mu_{Y(X_i)})^3$$

✓ Método de Hasofer-Lind

Una desventaja del método de Primer Orden Segundo Momento es que los resultados dependen de la media de las variables en las cuales las derivadas parciales de la función de comportamiento son evaluadas. Aunque produce resultados exactos para funciones lineales, se introducen errores para funciones no lineales. Hasofer-Lind propuso una mejora del método de Primer Orden Segundo Momento basado en una interpretación geométrica del índice de confiabilidad como una medida en un espacio adimensional entre el pico de la distribución multivariada de parámetros aleatorios y la función que define la condición de falla (Baecher & Christian, 2003).

El método de Hasofer-Lind, también conocido como Método de Confiabilidad de Primer Orden, calcula las derivadas de la función de comportamiento en un punto crítico en la superficie de falla, también llamado punto de diseño. Usualmente una solución iterativa es requerida para calcular este punto, pero el proceso tiende a converger muy rápidamente. A continuación se puede observar la Linearización de la función de comportamiento Z, con dos variables aleatorias, R y L. Esta función de comportamiento (Z = 0) representa el límite entre la zona de falla (Z < 0) y la

zona segura ($Z > 0$).



La función de densidad de probabilidad conjunta de las variables aleatorias R y L es linealizada en el punto de diseño P.

El primer paso de este método es reformular el problema con variables adimensionales. Para una función de comportamiento g , existen n variables aleatorias. Cada variable x_i se define por su media μ_{x_i} y su desviación estándar σ_{x_i} . Ahora podemos definir una variable prima

$$x'_i = \frac{x_i - \mu_{x_i}}{\sigma_{x_i}}$$

Dicha variable es adimensional y tiene media igual a cero y desviación estándar igual a 1. Reordenando la ecuación anterior obtenemos

$$x_i = \sigma_{x_i} x'_i + \mu_{x_i}$$

Podemos reescribir cualquier función de comportamiento utilizando estas variables primas, obteniendo una función de comportamiento $g(x'_1, x'_2, \dots, x'_n)$. Estas relaciones pueden expresarse en forma matricial:

$$\mathbf{x} = \{x_1, x_2, \dots, x_n\}$$

$$\mathbf{x}' = \{x'_1, x'_2, \dots, x'_n\}$$

$$g(\mathbf{x}') = 0$$

De la definición de las variables primas,

$$\frac{dx_i}{dx'_i} = \sigma_{x_i}$$

$$\frac{dx'_i}{dx_i} = \frac{1}{\sigma_{x_i}}$$

Por lo tanto, para cualquier función f

$$\frac{df}{dx'_i} = \frac{df}{dx_i} \frac{dx_i}{dx'_i} = \sigma_{x_i} \frac{df}{dx_i}$$

Este resultado puede generalizarse cuando existen más de dos variables. En un espacio multidimensional, la distancia entre el origen y un punto en la superficie de falla es

$$d = \sqrt{x_1'^2 + x_2'^2 + \dots + x_n'^2} = (\mathbf{x}'^T \mathbf{x}')^{1/2}$$

Donde \mathbf{x}' es el vector de las x'_i y T indica la transpuesta. El problema es una minimización que puede resumirse como el requerimiento de minimizar d dado que la función de comportamiento igual a cero sea satisfecha. Este proceso puede llevarse a cabo mediante comandos de “minimizar” o “resolver” en hojas de cálculo. El gradiente de la función de falla, G, puede definirse de la siguiente manera

$$\mathbf{G} = \left(\frac{\partial g}{\partial x_1'}, \frac{\partial g}{\partial x_2'}, \dots, \frac{\partial g}{\partial x_n'} \right)$$

Esta puede normalizarse en un vector unitario α :

$$\alpha = \frac{\mathbf{G}}{(\mathbf{G}^T \mathbf{G})^{1/2}}$$

Donde cada término del vector será

$$\alpha_i = \frac{\left(\frac{\partial g}{\partial x_i'} \right)}{\sqrt{\sum \left(\frac{\partial g}{\partial x_i'} \right)^2}}$$

Se utilizará un asterisco para indicar que el vector unitario será evaluado en el punto de falla. Como consecuencia, las coordenadas del punto de falla serán

$$x_i'^* = -\alpha_i^* \beta$$

Todo este procedimiento se puede resumir mediante el algoritmo de Rackwitz, el cual contiene 6 pasos iterativos:

1. Asumir valores iniciales x_i^* para luego calcular los correspondientes valores $x_i'^*$.
2. Calcular G y α en $x_i'^*$.

3. Formar las expresiones para las nuevas x_i^*

$$x_i^* = \mu_{x_i} - \alpha_i \sigma_{x_i} \beta$$

4. Resolver para β al sustituir dichas expresiones en

$$g(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*) = 0$$

5. Con el β , calcular nuevos valores de

$$x'_i = -\alpha_i \beta$$

6. Repetir los pasos 2 al 5 hasta que el proceso converja.

Cuando las variables están correlacionadas, se deben hacer ciertos ajustes necesarios. Existen dos técnicas. Una de ellas está basada en la descomposición de Choleski de la matriz de correlación. K es la matriz de correlación de las variables aleatorias:

$$K = \begin{bmatrix} 1 & \rho_{12} & \cdots & \rho_{1n} \\ \rho_{12} & 1 & \cdots & \rho_{2n} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \rho_{1n} & \rho_{2n} & \cdots & 1 \end{bmatrix}$$

Ya que K debe ser simétrica y positiva, se puede separar en dos matrices que son transpuestas entre ellas.

$$K = SS^T$$

S es una matriz triangular inferior y su transpuesta ST es una matriz triangular superior. Ahora, sea z un vector de n variables independientes $\{z_1, z_2, \dots, z_n\}$, donde cada una tiene una distribución normal estándar. Queremos encontrar el vector w de n variables, las cuales tienen distribución estándar normal con matriz de correlación K

$$w = Sz$$

$$w_i = \sum_{j=1}^n s_{ij} z_j$$

El vector z consiste de variables primas sin correlacionar, las cuales son la base para el método de Hasofer-Lind. El vector w es otro juego de variables primas, con la diferencia que están correlacionadas.

Si pudiéramos trabajar con las variables sin correlacionar, todos los pasos anteriores podrían ser aplicables, particularmente la distancia d

$$\begin{aligned} d &= (z^T z)^{1/2} = [(S^{-1}w)^T (S^{-1}w)]^{1/2} = [w^T S^{-1T} \cdot S^{-1}w]^{1/2} \\ &= [w^T S^T S^{-1} \cdot S^{-1}w]^{1/2} = [w^T (SS^T)^{-1}w]^{1/2} \\ &= [w^T K^{-1}w]^{1/2} \end{aligned}$$

En otras palabras, la correlación puede ser incorporada en el análisis utilizando el mismo criterio de falla solamente sustituyendo la distancia d por

$$d = [\mathbf{x}^T \mathbf{K}^{-1} \mathbf{x}]^{1/2}$$

Se observa que si \mathbf{m} es el vector de las medias y \mathbf{C} es la matriz de covarianza, la ecuación anterior puede reescribirse como: (Trabajo de Grado, Leonardo José Cruz Zelaya, Junio de 2012).

$$d = [(\mathbf{x} - \mathbf{m})^T \mathbf{C}^{-1} (\mathbf{x} - \mathbf{m})]^{1/2}$$

✓ Simulación de Monte Carlo

Se asumen variables aleatorias generadas de forma consistente con la función de densidad de probabilidad correspondiente. Luego el factor de seguridad se calcula con cada una de las combinaciones. El proceso se repite muchas veces, típicamente miles de veces para obtener una distribución aceptable de la función de comportamiento. Por lo tanto, el método de Monte Carlo consiste en resolver un problema determinístico muchas veces para construir una distribución estadística, de donde se calculan la media y la desviación estándar de la función de comportamiento. Este método se acerca a la respuesta real de la función de comportamiento, por lo que se usa como referencia de comparación con otros métodos probabilísticos (Russelli, 2008).

Cuando las variables están correlacionadas, los números aleatorios deben estar correlacionados también (Baecher & Christian, 2003). Esto es relativamente fácil de hacer si las variables tienen una distribución normal. Existe un vector \mathbf{X} consiste de n números aleatorios, cada uno estadísticamente independiente y con una distribución normal estándar.

Se relaciona \mathbf{X} con la matriz de correlación \mathbf{K} (mediante la descomposición de Cholesky) para generar un vector \mathbf{Y} con n números aleatorios correlacionados (con distribución normalmente estándar). Esto se logra mediante:

$$\mathbf{Y} = \mathbf{S}^T \mathbf{X}$$

Para calcular las variables aleatorias z_i con medias y desviaciones estándar correctas, se utiliza la siguiente fórmula:

$$z_i = \mu_{z_i} + \sigma_{z_i} y_i$$

Una vez calculados las variables, se resuelve la función de comportamiento con cada uno de los conjuntos generados aleatoriamente. Es así como se obtiene miles de resultados, los cuales pueden ser tratados estadísticamente para calcular la media, desviación estándar y asimetría de la función de comportamiento. (Trabajo de Grado, Leonardo José Cruz Zelaya, Junio de 2012).

3. METODOLOGIA

Para el análisis del sector K51+300 de la Transversal del Carare, tramo 3, Cimitarra - Landázuri, se realizaron las siguientes actividades para a partir de los resultados obtenidos de estas se puedan dar las recomendaciones para el manejo del deslizamiento del sector.

- ❖ Identificar la ubicación del PK y a qué municipio corresponde, para de esta manera conocer las características regionales del sector, clima, precipitación, vegetación, topografía entre otras que nos permiten contextualizar la importancia del sector en estudio.
- ❖ Recopilar la información de la empresa Torres Ingeniería S.A.S.
- ❖ Con los resultados obtenidos de la exploración de campo y con la información recopilada en las visitas al sitio en estudio se definió el perfil estratigráfico representativo de la zona.
- ❖ Se determinaron los parámetros geotécnicos con diferentes correlaciones para los tipos de suelos identificados en el sector.
- ❖ Una vez identificados los materiales de la zona, las posibles causas de la inestabilidad y su comportamiento, se definieron alternativas para el manejo de los taludes de la vía y su estabilización.
- ❖ Definidas las alternativas se modelaron con el software Slope W para determinar los factores de seguridad y el comportamiento de las estructuras.
- ❖ Se determinaron cantidades de obras y un presupuesto aproximado.
- ❖ Se realizó una comparación entre las alternativas, para definir cuál de las dos es más viable y elaborar un esquema con la respectiva localización de las alternativas.

4. INFORMACION DE LA ZONA DE ESTUDIO

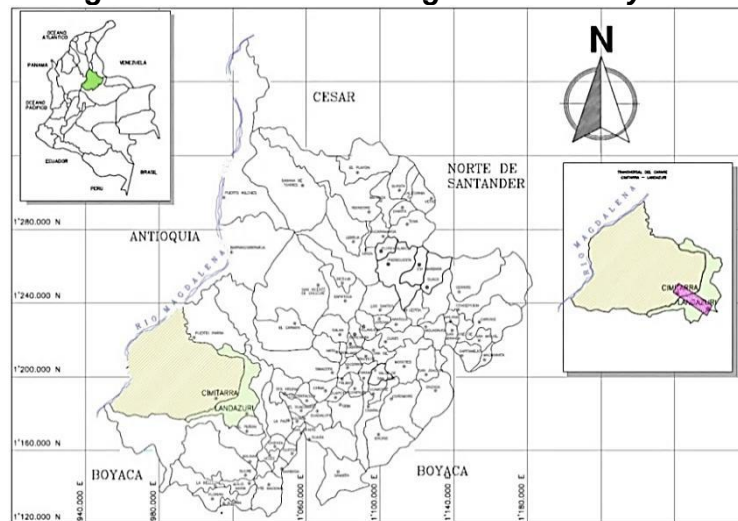
4.1 LOCALIZACION DEL PROYECTO

La Transversal Carare es una vía nacional, comunica de oriente a occidente el país, inicia en Tunja departamento de Boyacá, sobre la cordillera oriental de los Andes colombiana y termina en el municipio de puerto Araujo en el Departamento de Santander, en el valle del Magdalena medio. Los municipios por los cuales atraviesa la transversal del carare son, Tunja, Arcabuco, Barbosa, Vélez, Landázuri, Cimitarra y Puerto Araujo.

Actualmente se adelanta la pavimentación del tramo comprendido entre Cimitarra y Landázuri en un tramo de 30 Km. En el desarrollo del proyecto se han encontrado sitios los cuales debido a condiciones geológicas y topográficas han dificultado el desarrollo de estas actividades.

El sitio de análisis se encuentra ubicado en el K51+300 sobre la Transversal Carare en el sector entre los municipios de Cimitarra y Landázuri, departamento de Santander.

Figura 1 Localización Geográfica del Proyecto



Fuente: Torres Ingeniería S.A.S.

5. ACTIVIDADES REALIZADAS

5.1 UBICACIÓN DEL PK 51+300

Geográficamente el sitio del deslizamiento se encuentra en el municipio de Landázuri, en la vereda Las Flores al nor-occidente del sector urbano del municipio de Landázuri, el sitio en estudio tiene un área aproximada de 29.190 m², una longitud de 305 m y los taludes tienen una altura variable entre 19 y 38 m.



*Fotografía 1 Sector K51 + 300 entre Cimitarra - Landázuri.
(Fuente: Torres Ingeniería S.A.S)*

5.1.1 Clima

La zona presenta un clima clasificado como CALIDO, con poca o ninguna deficiencia de agua durante el año. Está ubicado a una altitud entre los 400 y 500 m.s.n.m., lo que determina que la temperatura promedio sea 25°C.

❖ **Bosque muy húmedo - Premontano (bmh-PM)**

Este tipo de bosque se encuentra en dos franjas desplegadas mutuamente. En la zona norte en la región de Chontorales y en la zona oriental del municipio, situada en la Microregión 2.

Esta formación presenta una biotemperatura media aproximada entre 18° y 24°C, un promedio anual de lluvias de 2.000 - 4.000 mm y pertenece a la provincia de humedad perhúmedo.

❖ **Bosque muy húmedo - Tropical (bmh-T)**

Este bosque ocupa la mayor parte de la extensión de Landázuri. Presenta una biotemperatura media superior a 24°C.

5.1.2 Precipitación

La precipitación es una variable muy importante para el sector productivo rural del municipio, teniendo en cuenta la oferta de recursos naturales.

El municipio de Landázuri, se distingue básicamente por presentarse en dos regiones geográficas:

- ❖ Región Andina: De 1.250 a 2.200 m.s.n.m., precipitaciones máximas de 3.000 mm/año.
- ❖ Región Piedemonte: De 200 a 1.250 m.s.n.m., esta región presenta un régimen de lluvias bimodal, con dos periodos de verano y dos periodo de invierno, siendo entre Enero - Marzo y Julio - Agosto los periodos secos y entre Abril - Mayo y Octubre - Noviembre los meses más lluviosos.

Tabla 2 Valores promedio mensual de pluviosidad (1.999 - 2.001)

| MES | PRECIPITACION (mm) | MES | PRECIPITACION (mm) |
|---------|--------------------|------------|--------------------|
| Enero | 119,03 | Julio | 258,21 |
| Febrero | 188,38 | Agosto | 208,77 |
| Marzo | 222,13 | Septiembre | 337,01 |
| Abril | 273,03 | Octubre | 325,73 |
| Mayo | 323,43 | Noviembre | 298,47 |
| Junio | 329,29 | Diciembre | 166,17 |

Fuente: IDEAM - EOT Landazuri

Se observa un régimen de lluvias bimodal, donde los períodos de máximas lluvias se concentran durante los meses de marzo–mayo/junio y septiembre–noviembre, particularmente hacia el mes de septiembre correspondiendo a los valores máximos comparativamente con los otros meses (337,01 mm). Los valores mínimos de precipitación se presentan durante el mes de enero con 119,03 mm, respectivamente.

5.1.3 Vegetación

Landázuri se constituye en uno de los pocos municipios con algo de selvas y bosques supervivientes, aún en el departamento. De igual modo, es incalculable la desaparición parcial o completa de las selvas de esta área, sin que se haya conocido lo que se perdió, en su mayor parte ocasionado por el desconocimiento, escasa investigación y baja sistematización biológica de las especies que se encuentran en éste municipio.

A pesar de ser un municipio rico en vegetación la erosión ha crecido de una manera acelerada principalmente por las prácticas inadecuadas del suelo (cultivos, sobrepastoreo, deforestación, etc.).

El sector en estudio presenta abundante vegetación, sin embargo algunos sectores tienen marcas de procesos erosivos generados por el lavado de los materiales subsuperficiales en temporadas de lluvias y por los fenómenos de remoción en masa que se han presentado por la temporada de lluvias que se presentó en el 2.010 y 2.011.



Fotografía 2 Zonas con procesos erosivos por lavado.
(Fuente: Torres Ingeniería S.A.S)

5.1.4 Topografía

El sector analizado se encuentra en el flanco occidental de la cordillera oriental, formando parte del piedemonte que sirve de límite entre el Valle Medio del Magdalena y la cordillera. Su topografía se caracteriza por un relieve quebrado con pendientes de moderadas a fuertes, con taludes con alturas superiores a los 50 metros.

Debido a esta topografía se han presentado grandes dificultades de acceso, por razones de deterioro de la malla vial asfáltica imposibilitando la intercomunicación interveredal, subregional y sobre todo nacional; se han presentado deslizamientos que han cerrado parcial y totalmente la vía.

5.2 DESCRPCION GENERAL DEL SITIO

En las visitas realizadas se pudo observar que:

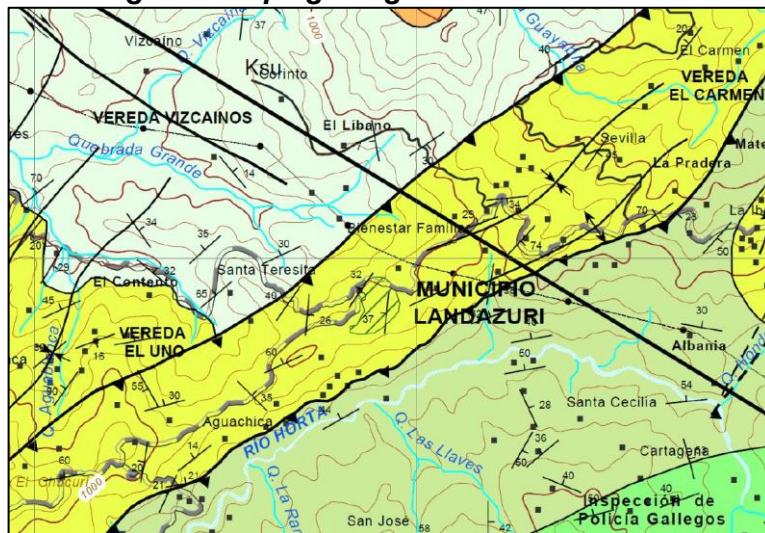
- ❖ En el área de estudio los taludes presentan abundante vegetación, la cual no permite evidenciar afloramientos de roca.
- ❖ Se identificó en el talud inferior un coluvión de gran magnitud.
- ❖ Los taludes presentan una pendiente inclinada la cual favorece a fenómenos de remoción en masa.

- ❖ En el sector sur-occidental se identificó una zona humedad y una posible depresión donde hay acumulación de agua a media ladera.
- ❖ Sobre el talud inferior de la vía se encuentran dos viviendas.

5.3 MARCO GEOLOGICO

La zona de estudio se encuentra en la cuenca sedimentaria del valle medio del magdalena al sur oeste del departamento de Santander donde aflora parte de la secuencia litoestratigráfica cretácica colombiana, esta zona es de una alta complejidad estructural ya que presenta múltiples plegamientos y cabalgamientos producto de la interacción de las placas tectónicas Nazca, Caribe y Suramérica.

Figura 2 Mapa geológico PL 150 Cimitarra



Fuente: INGEOMINAS 2007

La zona está intervenida por una serie de fallas como el sistema de fallas la salina y el sistema de fallas Landázuri algunas de tipo inversas que ponen en contacto las rocas de la base de cretáceo (Formaciones Simití, Luna, Umir) con rocas más jóvenes, la unidad aflorante en la entrada al municipio de Landázuri corresponde a la formación la luna (Ksl) la cual será descrita a continuación.

5.3.1 Marco Geológico Regional

❖ Formación La Luna (Ksl)

Esta formación fue descrita por A. Garner (en JULIVERT, M. et al., 1.968) y el nombre procede de la Quebrada La Luna al NW de Perijá, Zulia (Venezuela). En Colombia fue introducido el término por geólogos de la Caribbean Petrol Co. La unidad está constituida por caliza gris oscuras, arcillosas, lutitas grises a negras, calcáreas, en capas delgadas; lutitas gris oscuras con delgadas intercalaciones de calizas arcillosas, concreciones de calizas con fósiles, que alcanzan más de dos metros de diámetro y capas delgadas de chert negro; también capas fosfáticas hacia la parte superior.

En el Valle Medio del Magdalena la Formación La Luna se subdivide en tres miembros:

El inferior:

Miembro Salada compuesto por arcillolitas calcáreas negras, duras laminares, con concreciones elípticas y líneas de pirita mezcladas con calizas con fuerte olor a petróleo.

El intermedio:

Miembro Pujamana compuesto por shales calcáreo, gris a negro.

El superior:

Miembro Galembó, consta de shales calcáreo alternado con finas capas de caliza y con numerosos nódulos discoidales de caliza que pueden alcanzar varios metros de diámetro y que contienen amonitas.

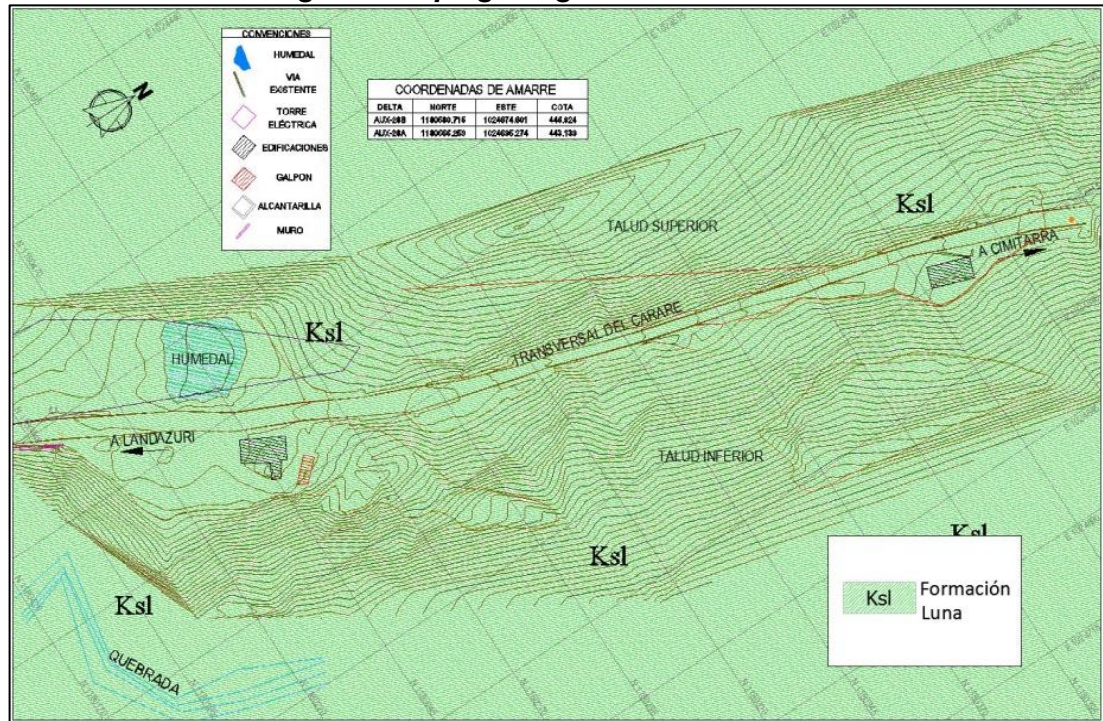
Se encuentran también capas de liditas y un horizonte superior con dientes, vértebras y restos de peces.

El ambiente de depositación es marino de aguas relativamente poco profundas con poca ventilación en el fondo. El espesor varía entre 275 y 575 m.

El contacto de la Formación La Luna con la infrayacente Formación Simití es concordante, esto quiere decir que existe una relación geométrica entre las dos unidades estratigráficas superpuestas en las que hay paralelismo entre los materiales infra y suprayacentes.

Entre las formaciones La Luna y Umir existe una ligera discontinuidad estratigráfica. Morales, L. et al. (1.958) en el Valle Medio del Magdalena le asignan una edad del Turoniano al Santoniano. Se correlaciona con la Formación La Luna de la Cuenca Catatumbo-Maracaibo en las partes colombiana y venezolana.

Figura 3 Mapa geológico Sector K51+300



Fuente: INGEOMINAS 2007-Ajustada por Torres Ingeniería S.A.S.

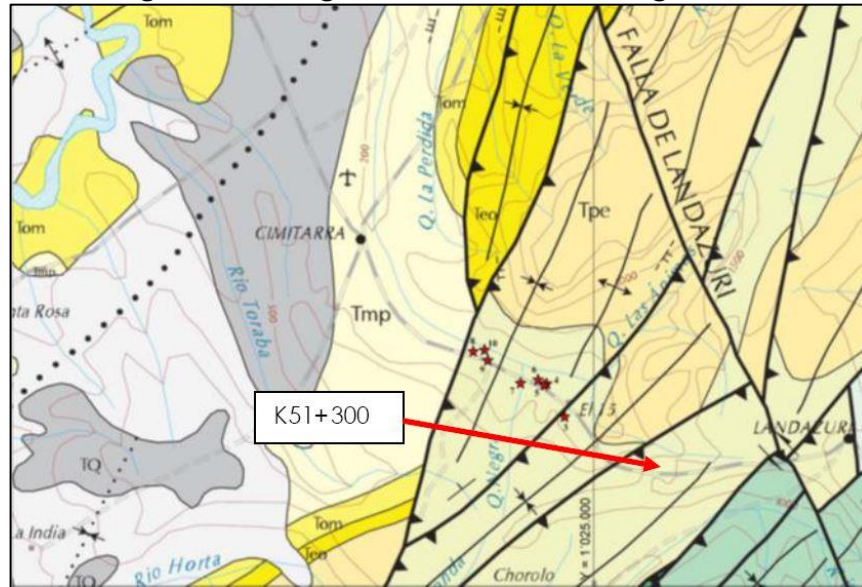
5.3.2 Geología Estructural

Este sector de la geología regional presenta una geología compleja, conformada por una secuencia de estructuras anticlinales y sinclinales fracturadas por fallas de tipo inverso, y han puesto en contacto las rocas de la Formación La Luna y la Formación Umir en un contacto fallado, la geología regional presenta una falla local la cual se encuentra ejerciendo influencia directa en las capas que conforman el macizo rocoso del sector en estudio, esta falla presenta una orientación de N62E, y es de tipo inverso.

Para este análisis se realizaron la toma de datos de rumbo de las capas y direcciones de familias de diaclasas principalmente en dos direcciones, tomaron

datos en cuatro puntos de interés ubicados al costado derecho del corredor vial y de este con sentido hacia el municipio de Landázuri.

Figura 4 Geología Estructural, fallas regionales



Fuente: Fragmento de mapa geológico del Departamento de Santander, Ingeominas 1.968 - Torres Ingeniería S.A.S.

La complejidad estructural de este sector el cual se caracteriza por ser una secuencia de fallas de carácter inverso que han producido fenómenos de remoción en masa desde sus inicios, es un componente de interés, ya que la deformación y el desplazamiento producido por esta sobre el macizo rocoso, genera desplazamiento y debilidad estructural en las obras civiles.

❖ Falla de Landázuri

Se extiende por una longitud de unos 60 Km desde Vélez hasta la latitud de Guayabito, donde se oculta debajo de la cobertura cuaternaria del Valle Medio del Magdalena; se trata de una Falla inversa de bajo ángulo con componente de rumbo dextral, dirección SE-NW. Afecta rocas de las Formaciones Simití, Luna y Umir. Se trunca con la Falla el Retiro al este del municipio.

Esta Falla es de gran importancia debido al alto grado de Neotectonismo que presenta, evidenciado por la actividad reciente y representando una amenaza

sobre todo para el área de la cabecera Municipal de Landázuri, la que se encuentra propensa a deslizamientos y movimientos de remoción en masa debido a la acción que ejerce ésta Falla en éste sector.

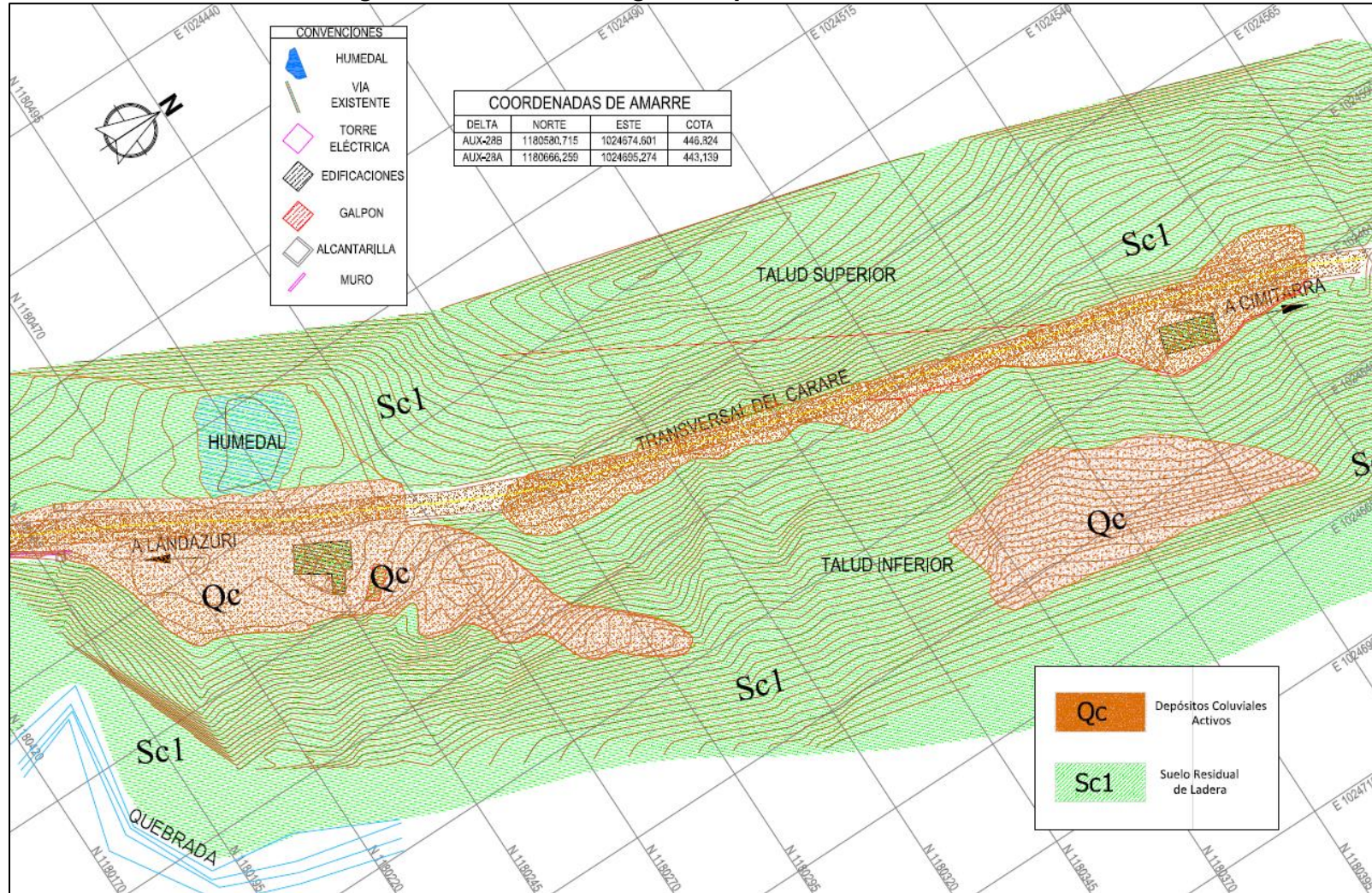
El punto de estudio se ubica entre dos fallas de tipo inverso, asociadas al sistema de Falla Landázuri.

5.3.3 Marco Geológico Local K51+300

Las Unidades Geológicas Superficiales corresponden a un conjunto de materiales que incluyen suelos y rocas cuyas propiedades se conservan por debajo de la superficie hasta algunas decenas de metros. Las UGS se utilizan como herramienta para evaluar el comportamiento mecánico de los terrenos ante diferentes usos, como desarrollo de obras de infraestructura, desarrollos mineros y demás usos definidos en los planes de ordenamiento territorial.

En el presente estudio se caracterizaron y cartografiaron las Unidades Geológicas Superficiales a escala detallada, de acuerdo con las condiciones físico mecánicas de los diferentes tipos de suelos encontrados en el sector, con el objetivo de caracterizar cada una de estas zonas. Se siguió la metodología y nomenclatura del INGEOMINAS (2.007).

Figura 5 Unidades Geológicas Superficiales Sector K51+300



Fuente: Torres Ingeniería S.A.S.

❖ Depósitos Coluviales Activos (Qc)

Estos depósitos de poco espesor ubicados en las laderas del sector se caracterizan por presentar una matriz gravo arcillosa, a gravo lodosa, con variedad de tamaños en los clastos, encontrando cantos de gran tamaño angulares y ligeramente redondeados sobre la superficie, se presenta como un cuerpo activo el cual se comporta de forma plástica a medida que se satura.



Fotografía 3 Depósitos coluviales recientes.
(Fuente: Torres Ingeniería S.A.S.)

❖ Suelo Residual de Ladera (Sc1)

Este material de suelo se encuentra ubicado en ambos costados de la vía y se caracteriza por ser un suelo generado en base a la desintegración y erosión de la Formación La Luna, se encuentra cubierto por vegetación y cultivos y en general es un material gravo-arcilloso o arcillo-gravoso de color marrón y en ocasiones grisáceo, compuesto principalmente por partículas de tamaño gravas provenientes de diferentes litologías como calizas, lodolitas silíceas, arcillolitas oscuras, la forma de estas partículas es predominantemente subangulares a subredondeadas, todos estos fragmentos se encuentran sostenidos por una matriz arcillosa producto de la

alteración de las arcillolitas de la formación Umir, este suelo presenta alto contenido de materia orgánica y alta humedad.



**Fotografía 4 Suelo transportado de ladera.
(Fuente: Torres Ingeniería S.A.S.)**

Este suelo se encuentra compuesto por suelos tipo IA y IC, las cuales contienen características heredadas de la litología original y en la cual se han generada materiales arcillosos y rellenos calcáreos, según la descripción de (Deer Patton 1.969), este suelo presenta propiedades físicas de permeabilidad alta y resistencia al corte alta.

Presenta un espesor aproximado de 9,50 m el cual se registró en el sondeos 3 y un espesor de 3 m en el sondeo 4, en los sondeos 1 el espesor fue de 2m y en el sondeo 2 de 4m de espesor.

❖ Roca Tipo IIA, Formación La Luna (Ksl)

En este sector la roca de la formación La Luna con cualidades que la clasifican como una roca de tipo IIA se encuentran por debajo de los 4 m de perforación.

5.3.4 Geología Estructural del Sector K51+300

Este punto presenta principalmente procesos denudacionales intensos y una capa vegetal espesa la cual impide el afloramiento de datos estructurales de interés, se evaluaron los datos registrados en sectores cercanos registrado N30E, buzando 15°NW el cual es el punto de referencia para las capas de roca de la formación La Luna presentes en este sector.

5.4 MARCO GEOMORFOLOGICO

Este sector presenta un dominio morfogenético denudacional, y se encuentra conformado principalmente por suelos residuales de la formación La Luna, la cual se caracteriza por estar formada por rocas blandas; capas de Limolitas, Shales y rocas duras calizas y nivel de Lodolitas silíceas, generando suelos arenosos y limo arcillosos, con presencia de óxidos de hierro y pirita, con colores grisáceos y amarillentos.

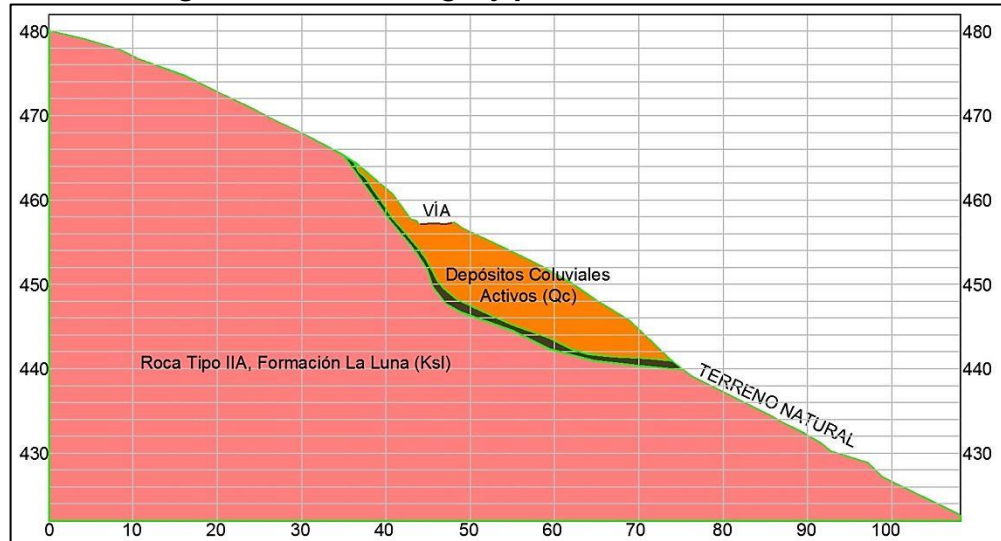
Este sector en particular se ubica en contra de la estratificación siendo un sector en donde la roca presenta un gran efecto de denudación por los agentes erosivos presentes generando una mayor disgregación y desgaste de la roca, a su vez en el sector se presentan depresiones naturales posibles canales producto de la disgregación del carbonado de calcio presente en las calizas, y un sistema de drenaje detrítico, claro es que esta condición solo será visible en puntos localizados como la cuenca reportada en el K51+400 del sector de estudio.

Para el análisis más detallado del sector se realizaron cuatro perfiles con el fin de conocer cómo se alojan los depósitos coluviales sobre el suelo residual presente, al igual que la orientación de la estratificación.

La zona presenta una secuencia de pendientes moderadas a empinadas entre los 14° a más 35°, conformando zonas alomadas redondeadas.

En el sector y sobre el depósito coluvial se observa coronas de deslizamiento canales con flujo de agua y sectores con humedad a su vez se registra el paso de dos quebradas con abundante agua y canales más pequeños.

Figura 6 Geomorfología y perfil del Sector K51+300



Fuente: Torres Ingeniería S.A.S.

El perfil en el K51+300 se encuentra sobre una superficie erosional compuesta por suelos residuales de la formación La luna sobre el cual se aloja un deposito coluvial de espesor variable, según los sondeos 3 y 4 el espesor máximo en este punto es de 9,50 m, la estratificación de la roca se encuentra en contra de la pendiente, generando procesos de meteorización avanzada, el dominio morfogenetico en este punto es denudacional.

5.5 ANALISIS GEOLOGICO DE LA ZONA DE ESTUDIO

- ❖ La geología local identifica dos Formaciones: La Luna y Umir, constituidas por un material gravo-arcilloso o arcillo-gravoso de color marrón y en ocasiones grisáceo, compuesto principalmente por partículas de tamaño gravas provenientes de diferentes litologías como calizas, lodolitas silíceas, arcillolitas oscuras, la forma de estas partículas es predominantemente subangulares a subredondeadas, todos estos fragmentos se encuentran sostenidos por una matriz arcillosa.
- ❖ Los procesos denudacionales y una capa vegetal no permiten afloramientos de datos estructurales de interés, sin embargo se debe tener presente que el sector en estudio se encuentra entre dos fallas de tipo inverso, asociadas al sistema de Falla Landázuri.

- ❖ Las unidades geológicas superficiales nos permiten establecer que existe un depósito (Qc) de poco espesor con problemas de comportamiento cuando se satura, seguido de suelos residuales de ladera generados de la desintegración y erosión de la formación La Luna apoyados sobre la roca de la misma formación caracterizada como una roca tipo IIA.
- ❖ De acuerdo a la geomorfología del sector se identifican pendientes moderadas a empinadas, conformando zonas alomadas redondeadas, el sector tiene un dominio morfogenético denudacional y muestra depósitos coluviales.

5.6 LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO

La topografía es una disciplina cuya aplicación está presente en la mayoría de las actividades humanas que requieren tener conocimiento de la superficie del terreno, como la realización de obras civiles, obras de urbanismos, catastro, levantamientos para el estudio de inundaciones y en muchos otros campos, en donde la topografía constituye un elemento indispensable. Actualmente el método más utilizado para la toma de datos se basa en el empleo de una estación total, con la cual se pueden medir ángulos horizontales, ángulos verticales y distancias.

El levantamiento topográfico para el sector inestable K51+300. El levantamiento se realizó ejecutando amarres al sistema GPS en el sector en estudio y trazando poligonales cerradas, para después llevar a cabo las armadas donde se tomaron los detalles por medio de radiaciones.

También es importante para este estudio tener información de las viviendas aledañas y pendientes, por lo cual éste levantamiento topográfico incluye toda esta información.

5.6.1 Descripción levantamiento topográfico

En este sector se localizó un juego de coordenadas con su respectiva cota, quedando demarcadas como “DELTA’S”, a continuación se detallan algunos de

estos deltas con su registro fotográfico y sus coordenadas geográficas, las coordenadas geográficas de todos los deltas, así como de todos los puntos referenciados en el levantamiento topográfico se pueden observar en la cartera topográfica.

Tabla 3 Coordenadas geográficas de los deltas

| DELTAS | NORTE | ESTE | COTA |
|---------|--------------|--------------|--------|
| AUX 28A | 1.180.666,25 | 1.024.695,27 | 443,13 |
| AUX 28B | 1.180.580,71 | 1.024.674,60 | 446,82 |
| AUX 28F | 1.180.398,08 | 1.024.601,65 | 457,75 |

Fuente: Torres Ingeniería S.A.S.



Fotografía 5 Localización delta Aux 28A.
(Fuente: Torres Ingeniería S.A.S.)



Fotografía 6 Localización delta Aux 28B.
(Fuente: Torres Ingeniería S.A.S.)



Fotografía 7 Localización delta Aux 28F.
(Fuente: Torres Ingeniería S.A.S.)

5.6.2 Estación Geodésica total Topcon 239w

Es un equipo electro-óptico utilizado en topografía, cuyo funcionamiento se apoya en la tecnología electrónica que consiste en la incorporación de un distanciómetro y un microprocesador a un teodolito electrónico. Tiene la posibilidad de guardar información en formato electrónico, lo cual permite utilizarla posteriormente en

ordenadores personales. Vienen provistas de diversos programas sencillos que permiten, entre otras capacidades, el cálculo de coordenadas en campo, el replanteo de puntos de manera sencilla y eficaz y el cálculo de azimuts y distancias. La figura muestra la estación total utilizada en el levantamiento.



Fotografía 8 Estación total Topcon 239w.
(Fuente: Torres Ingeniería S.A.S.)

5.7 SONDEOS Y APIQUES

Para determinar las características geomecánicas de los suelos superficiales a lo largo de corredor vial, se programaron y realizaron sondeos en sitios críticos y posibles sitios donde se requieren obras de contención con equipo de perforación. En cada cambio de estrato, se realizó el ensayo de penetración estándar para obtener parámetros de resistencia del subsuelo.

Fue necesario realizar perforaciones en lugares estratégicos para conocer el estado actual del suelo y establecer si es necesario construir obras de mitigación o no. Para esto se hicieron recorridos a lo largo de todo el sector en estudio y se determinaron puntos clave para llevar a cabo dichas perforaciones.

Estas perforaciones pueden ser sondeos, apiques o trincheras, los sondeos son realizados con un equipo de perforación hidráulico, ya que son perforaciones

hechas a profundidades altas si el suelo lo permite, en tanto los apiques son hechos manualmente para extraer una muestra de suelo inalterada y su profundidad es mucho menor y depende de las características del suelo encontrado.

A continuación se muestran los sectores y las coordenadas en los cuales se realizaron las perforaciones para el estudio y los lugares donde se hace necesario ejecutar sondeos debido a problemas observados.

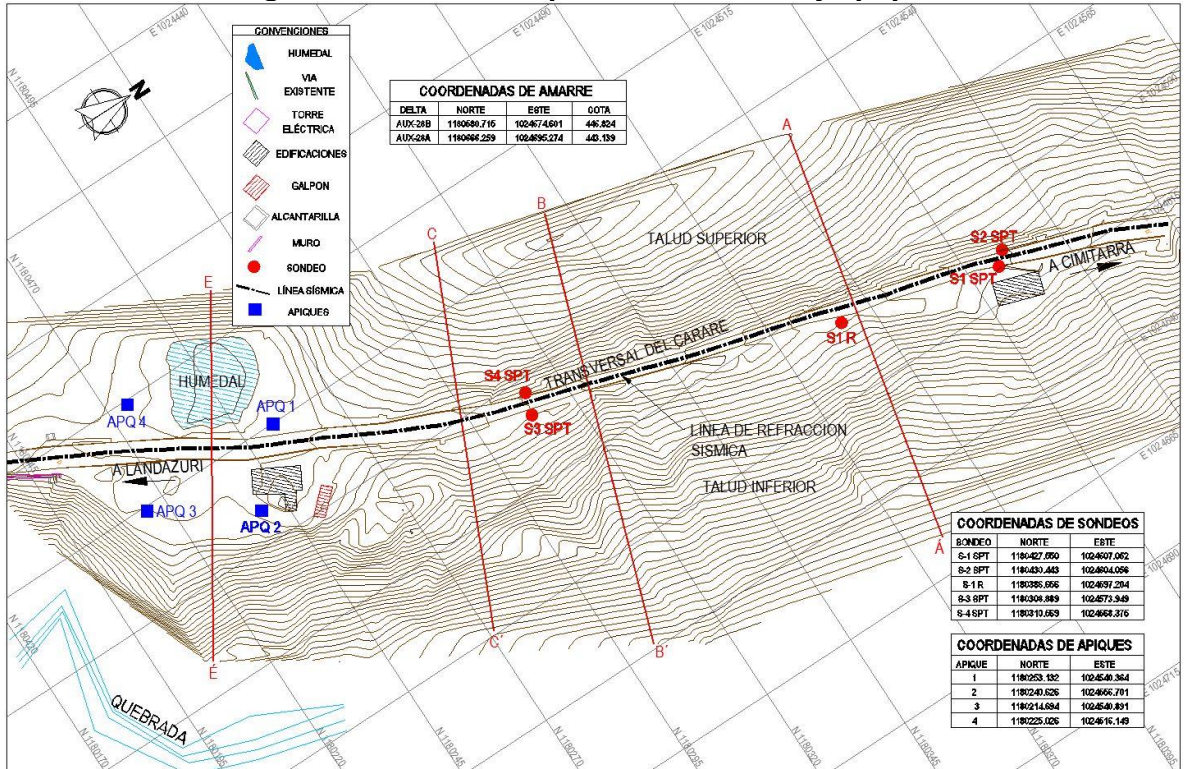
Tabla 4 Coordenadas sondeos y apiques

| TIPO DE EXPLORACION | PROF. ALCANZADA (m) | COORDENADAS | |
|---------------------|---------------------|-------------|-----------|
| | | NORTE | ESTE |
| Sondeo No. 1 | 4 | 1.180.427 | 1.024.607 |
| Sondeo No. 2 | 2 | 1.180.430 | 1.024.604 |
| Sondeo No. 3 | 10 | 1.180.308 | 1.045.730 |
| Sondeo No. 4 | 3 | 1.180.310 | 1.024.568 |
| Apique No. 1 | 1 | 1.180.253 | 1.024.540 |
| Apique No. 2 | 1 | 1.180.240 | 1.024.556 |
| Apique No. 3 | 1 | 1.180.214 | 1.024.540 |
| Apique No. 4 | 1 | 1.180.225 | 1.024.516 |

Fuente: Torres Ingeniería S.A.S.

Se realizaron 4 sondeos de profundidades variables y 4 apiques de hasta 1 metro de profundidad, para caracterizar los taludes que abarcan el sector en estudio.

Figura 7 Ubicación en planta de sondeos y apiques



Fuente: Torres Ingeniería S.A.S.



Fotografía 9 Vista del sondeo No. 1 realizado a roto percusión.
(Fuente: Torres Ingeniería S.A.S.)

5.8 LINEA SISIMICA

Se realizó una línea de refracción sísmica, en el sector en estudio, con el fin de poder correlacionar los resultados de campo y concluir la estratificación del sector correspondiente a la entrada al casco urbano del Municipio e Landázuri.

La línea de refracción sísmica alcanzo 40 metros de longitud y se realizó paralela a la vía, a lo largo del eje vial.



Fotografía 10 Inicio línea sísmica.
(Fuente: Torres Ingeniería S.A.S.)

5.8.1 Geometría línea sísmica

- ❖ Offset= 5 m.
- ❖ No. Geófonos= 24 und.
- ❖ Distancia horizontal= 115 m.
- ❖ No. Disparos= 20.

La superficie de estudio no es inclinada sin variaciones considerables.

5.9 ENSAYOS DE LABORATORIOS

Con las muestras tomadas en campo, por medio de los sondeos se ejecutaron los ensayos de laboratorio, los cuales fueron realizados por la empresa Torres Ingeniería S.A.S., en la ciudad de Bucaramanga. A continuación se presentan los ensayos de laboratorio efectuados durante la etapa de investigación de subsuelo.

Tabla 5 Relación de ensayos de laboratorio ejecutados

| TIPO DE ENSAYO | No. DE ENSAYO |
|---|---------------|
| Determinación del contenido de humedad en el suelo. | 20 |
| Análisis granulométrico. | 20 |

| TIPO DE ENSAYO | No. DE ENSAYO |
|--|---------------|
| Determinación del límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad. | 20 |
| Clasificación de los suelos | 20 |
| Corte directo. | 4 |

Fuente: Torres Ingeniería S.A.S.

Los resultados de los laboratorios se presentaran junto con los formatos de los sondeos y apiques, se presentaran los perfiles de suelos y se correlacionaran los laboratorios realizados a cada muestra respectivamente.

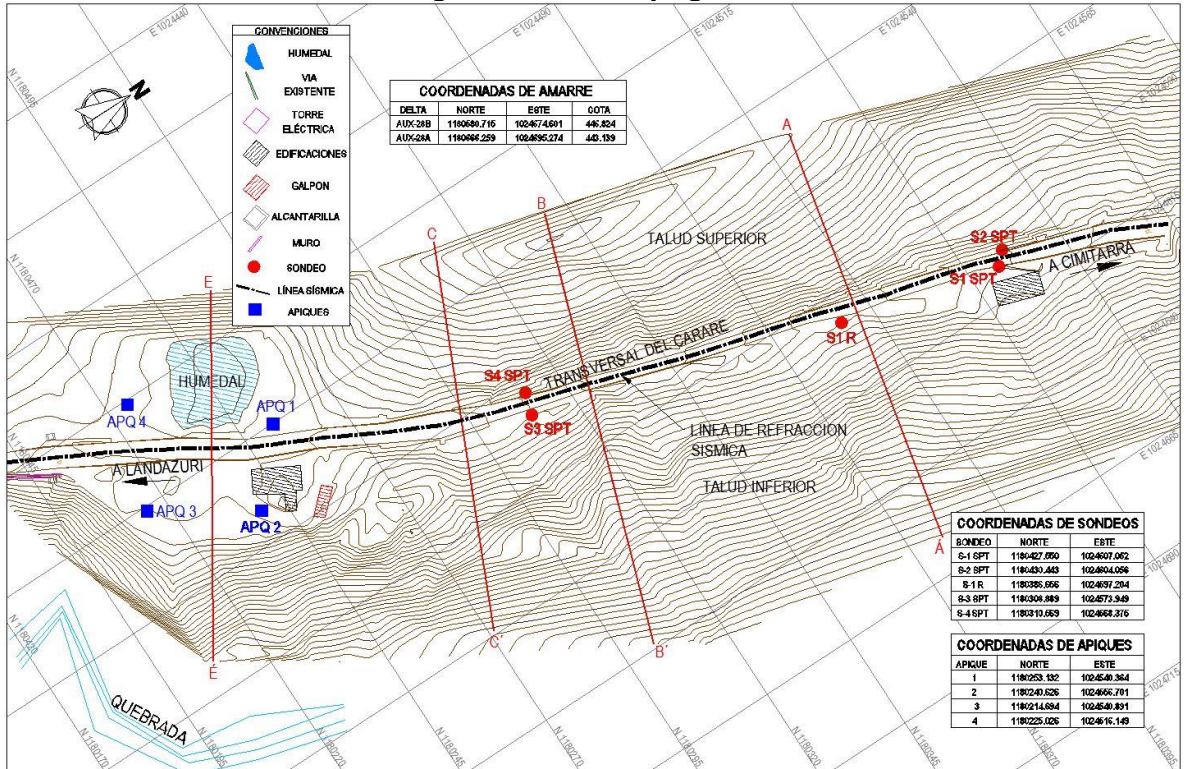
La información en detalle de los resultados de laboratorio se puede encontrar en los anexos.

5.10 RESULTADOS DE LAS ACTIVIDADES

5.10.1 Topografía

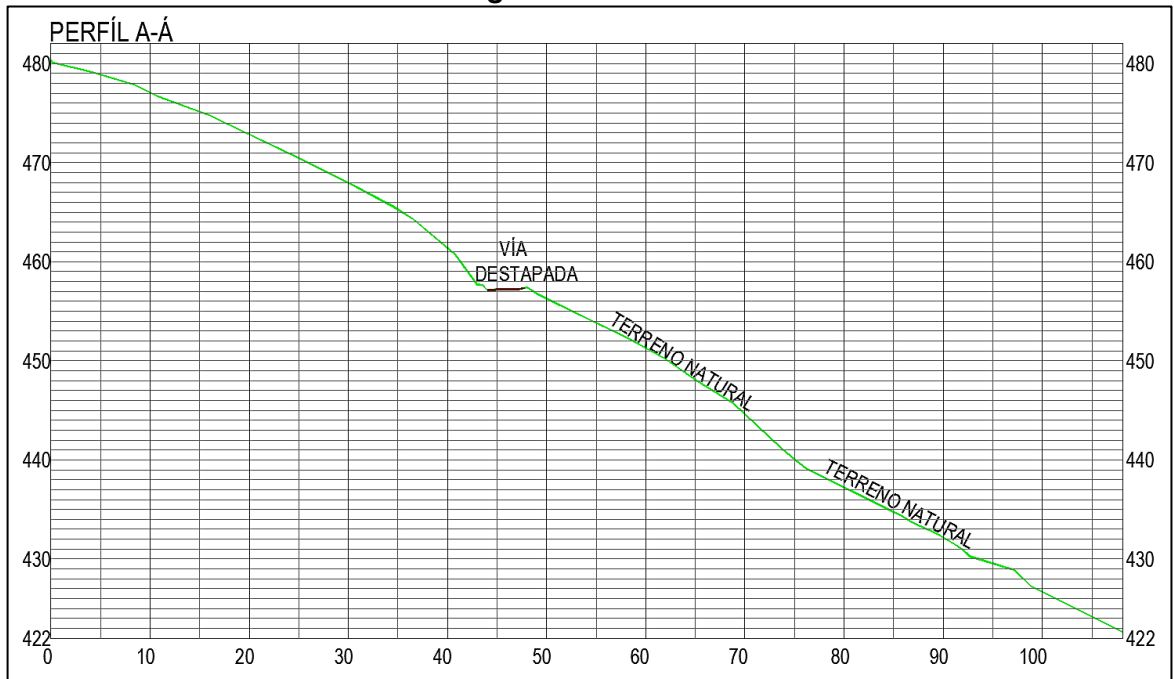
Con la cartera topográfica se generó un esquema en planta y perfil mediante Autocad Civil 3D, que permite identificar todas las características mencionadas anteriormente en el sector en estudio.

Figura 8 Planta topográfica



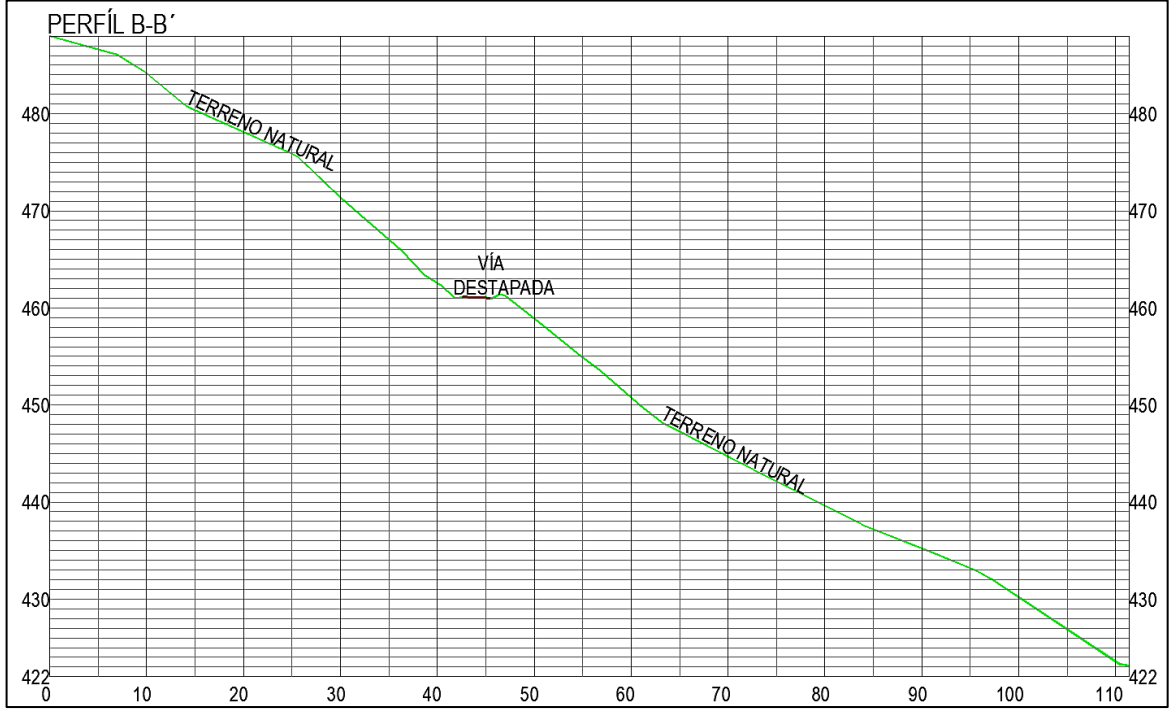
Fuente: Torres Ingeniería S.A.S.

Figura 9 Perfil A-A



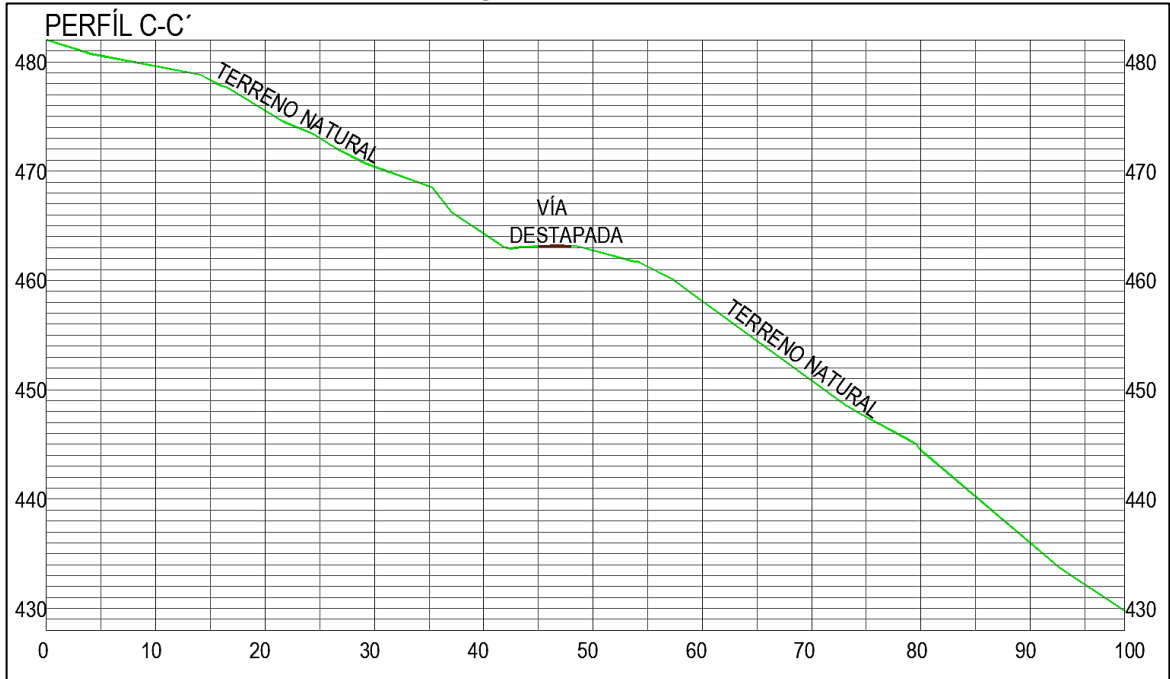
Fuente: Torres Ingeniería S.A.S.

Figura 10 Perfil B-B



Fuente: Torres Ingeniería S.A.S.

Figura 11 Perfil C-C



Fuente: Torres Ingeniería S.A.S.

Basados en la topografía levantada se sacan los perfiles de los taludes del área en estudio para realizar las modelaciones.

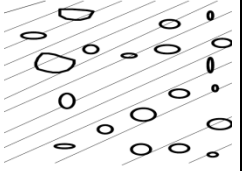
5.10.2 Sondeos y apiques

A continuación presentamos los perfiles de suelo y resultados del ensayo SPT de las exploraciones realizadas. De igual forma relacionamos los resultados de los laboratorios que se le hicieron a cada apique y sondeo.

❖ Apique 1

El apique se realizó de 1 metro de profundidad y se identificó un suelo compuesto por Grava arcillosa de plasticidad media, humedad y consistencia media.

Tabla 6 Descripción del Apique 1

| PROFUNDIDAD (m) | MUESTRA | DESCRIPCIÓN | DIAGRAMA |
|-----------------|---------|--|--|
| 0 – 1 | M1 | Grava arcillosa de plasticidad media, humedad y consistencia media |  |

Fuente: Torres Ingeniería S.A.S.

Tabla 7 Resultados de los Laboratorios realizados al Apique 1

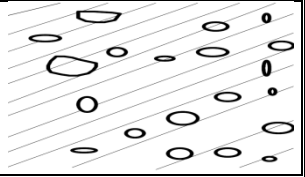
| CLASIFICACIÓN S.U.C.S. | Wn. % | LIMITES ATTERBERG | | | | GRADACIÓN | | |
|------------------------|-------|-------------------|--------|--------|------|-----------|----------|---------|
| | | L.L. % | L.P. % | I.P. % | Ic | GRAVAS % | ARENAS % | FINOS % |
| GC | 17,54 | 30,27 | 22,18 | 8,10 | 1,57 | 44,88 | 16,17 | 38,95 |

Fuente: Torres Ingeniería S.A.S.

❖ Apique 2

El apique se realizó de 1 metro de profundidad y se identificó un suelo compuesto por Grava arcillosa de plasticidad media, humedad y consistencia media, con un porcentaje de finos del 48,06%.

Tabla 8 Descripción del Apique 2

| PROFUNDIDAD (m) | MUESTRA | DESCRIPCIÓN | DIAGRAMA |
|-----------------|---------|--|---|
| 0 – 1 | M1 | Grava arcillosa de plasticidad media, humedad y consistencia media |  |

Fuente: Torres Ingeniería S.A.S.

Tabla 9 Resultados de los Laboratorios realizados al Apique 2

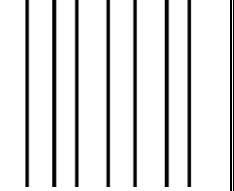
| CLASIFICACIÓN S.U.C.S. | Wn. % | LIMITES ATTERBERG | | | | GRADACIÓN | | |
|------------------------|-------|-------------------|--------|--------|------|-----------|----------|---------|
| | | L.L. % | L.P. % | I.P. % | Ic | GRAVAS % | ARENAS % | FINOS % |
| GC | 24,59 | 27,83 | 19,14 | 8,69 | 0,37 | 34,22 | 17,72 | 48,06 |

Fuente: Torres Ingeniería S.A.S.

❖ Apique 3

En el apique se identificó suelos compuestos por Limos arcillosos de baja plasticidad, humedad alta y mala consistencia, presenta olor orgánico fuerte, hasta aproximadamente 1 metro de profundidad.

Tabla 10 Descripción del Apique 3

| PROFUNDIDAD (m) | MUESTRA | DESCRIPCIÓN | DIAGRAMA |
|-----------------|---------|---|---|
| 0 – 1 | M1 | Limo arcilloso de baja plasticidad, humedad alta y mala consistencia, presenta olor orgánico fuerte |  |

Fuente: Torres Ingeniería S.A.S.

Tabla 11 Resultados de los Laboratorios realizados al Apique 3

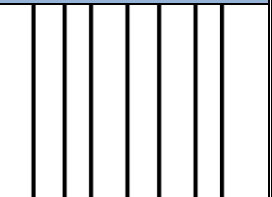
| CLASIFICACIÓN S.U.C.S. | Wn. % | LIMITES ATTERBERG | | | | GRADACIÓN | | |
|---------------------------|----------|-------------------|-----------|-----------|-------|-------------|-------------|------------|
| | | L.L. % | L.P. % | I.P. % | lc | GRAVAS % | ARENAS % | FINOS % |
| OL | 54,18 | 35,28 | 24,31 | 10,97 | -1,72 | 10,73 | 13,13 | 76,14 |

Fuente: Torres Ingeniería S.A.S.

❖ Apique 4

En el apique se identificó suelos compuestos por Grava limosa - arcillosa de baja Plasticidad, humedad y consistencia media, hasta aproximadamente 1 metro de profundidad.

Tabla 12 Descripción del Apique 4

| PROFUNDIDAD (m) | MUESTRA | DESCRIPCIÓN | DIAGRAMA |
|--------------------|---------|---|---|
| 0 – 1 | M1 | Grava limosa - arcillosa de baja plasticidad, humedad y consistencia media. |  |

Fuente: Torres Ingeniería S.A.S.

Tabla 13 Resultados de los Laboratorios realizados al Apique 4

| CLASIFICACIÓN S.U.C.S. | Wn. % | LIMITES ATTERBERG | | | | GRADACIÓN | | |
|---------------------------|----------|-------------------|-----------|-----------|------|-------------|-------------|------------|
| | | L.L. % | L.P. % | I.P. % | lc | GRAVAS % | ARENAS % | FINOS % |
| GM - GC | 17,91 | 23,95 | 18,16 | 5,79 | 1,04 | 52,00 | 18,50 | 29,50 |

Fuente: Torres Ingeniería S.A.S.

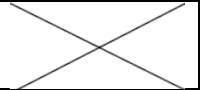
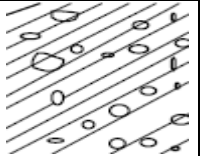
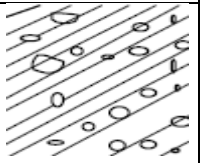
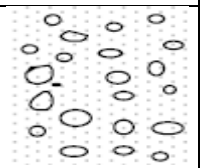
❖ Sondeo 1

Tabla 14 Resumen Ensayo SPT Sondeo 1

| PROFUNDIDAD (m) | 6" | 12" | 18" | N (GOLPES/PIE) |
|-----------------|----|-----|-----|----------------|
| 0,50 | ** | ** | ** | ** |
| 1,00 | 10 | 8 | 7 | 15 |
| 1,50 | 8 | 7 | 9 | 16 |
| 2,00 | 8 | 4 | 8 | 12 |
| 2,50 | 6 | 10 | 9 | 19 |
| 3,00 | 6 | 9 | 25 | 34 |
| 3,50 | 18 | 15 | 30 | 45 |
| 4,00 | 50 | R | | R |

Fuente: Torres Ingeniería S.A.S.

Tabla 15 Descripción del Sondeo 1

| PROFUNDIDAD (m) | MUESTRA | DESCRIPCIÓN | DIAGRAMA |
|-----------------|---------|---|---|
| 0 – 1 | - | Muestra no recuperada |  |
| 1 – 2 | M2 | Grava arcillosa de plasticidad baja a media de tamaño máximo 3/4", humedad baja y consistencia media. |  |
| 2 – 3 | M3 | Grava arcillosa de plasticidad baja a media de tamaño máximo 3/4", humedad baja y consistencia media. |  |
| 3 – 4 | M4 | Grava bien graduada de tamaño máximo 3/4", humedad y consistencia media. |  |

Fuente: Torres Ingeniería S.A.S.

Tabla 16 Resultados de los Laboratorios realizados al Sondeo 1

| MUESTRA | S.U.C.S. | Wn. % | LÍMITES ATTERBERG | | | | GRADACIÓN | | |
|---------|----------|----------|-------------------|-----------|-----------|------|------------|------------|------------|
| | | | L.L. % | L.P. % | I.P. % | Ic | GRAVA % | ARENA % | FINOS % |
| M2 | GC | 10,82 | 31,24 | 18,93 | 12,31 | 1,66 | 32,42 | 29,70 | 37,88 |
| M3 | GC | 10,78 | 31,54 | 19,42 | 12,11 | 1,71 | 33,19 | 29,59 | 37,22 |
| M4 | GW | 24,24 | N.L | N.P | N.I | - | 65,88 | 33,46 | 0,66 |

Fuente: Torres Ingeniería S.A.S.

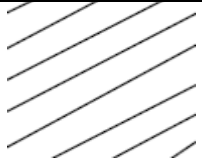
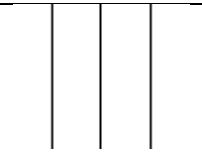
❖ Sondeo 2

Tabla 17 Resumen Sondeo 2

| PROFUNDIDAD (m) | 6" | 12" | 18" | N (GOLPES/PIE) |
|-----------------|----|-----|-----|----------------|
| 0,50 | ** | ** | ** | ** |
| 1,00 | 8 | 12 | 10 | 22 |
| 1,50 | 7 | 9 | 10 | 19 |
| 2,00 | 10 | 11 | 50 | 61 |

Fuente: Torres Ingeniería S.A.S.

Tabla 18 Descripción del Sondeo 2

| PROFUNDIDAD (m) | MUESTRA | DESCRIPCIÓN | DIAGRAMA |
|-----------------|---------|---|---|
| 0 – 1 | M1 | Grava arcillosa de plasticidad baja a media de tamaño máximo 3/4", humedad y consistencia media. |  |
| 1 – 2 | M2 | Arcilla inorgánica de baja a media plasticidad con gravas de hasta 1/2", humedad baja y consistencia media. |  |

Fuente: Torres Ingeniería S.A.S.

Tabla 19 Resultados de los Laboratorios realizados al Sondeo 2

| MUESTRA | S.U.C.S. | Wn. % | LIMITES ATTERBERG | | | | GRADACIÓN | | |
|---------|----------|----------|-------------------|-----------|-----------|------|------------|------------|------------|
| | | | L.L. % | L.P. % | I.P. % | Ic | GRAVA % | ARENA % | FINOS % |
| M1 | GC | 21,88 | 44,26 | 25,80 | 18,46 | 1,21 | 29,61 | 25,18 | 45,21 |
| M2 | CL | 13,42 | 39,83 | 25,03 | 14,81 | 1,78 | 19,81 | 23,45 | 56,73 |

Fuente: Torres Ingeniería S.A.S.

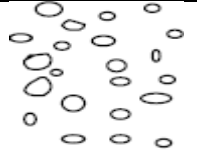


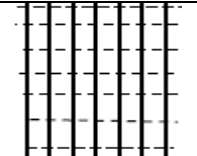
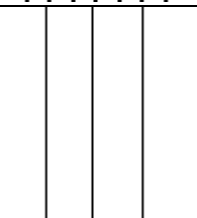

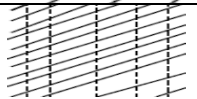

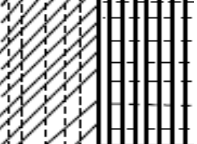
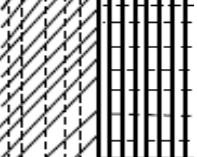
❖ Sondeo 3

Tabla 20 Resumen Sondeo 3

| PROFUNDIDAD (m) | 6" | 12" | 18" | N (GOLPES/PIE) |
|-----------------|----|-----|-----|----------------|
| 0,50 | ** | ** | ** | ** |
| 1,00 | 5 | 7 | 7 | 14 |
| 1,50 | 4 | 2 | 2 | 4 |
| 2,00 | 2 | 1 | 1 | 2 |
| 2,50 | 1 | 2 | 2 | 4 |
| 3,00 | 1 | 2 | 2 | 4 |
| 3,50 | 2 | 2 | 3 | 5 |
| 4,00 | 3 | 3 | 5 | 8 |
| 4,50 | 4 | 3 | 5 | 8 |
| 5,00 | 5 | 5 | 5 | 10 |
| 5,50 | 4 | 2 | 3 | 5 |
| 6,00 | 4 | 10 | 12 | 22 |
| 6,50 | 16 | 15 | 14 | 29 |
| 7,00 | 16 | 13 | 13 | 26 |
| 7,50 | 5 | 11 | 11 | 22 |
| 8,00 | 11 | 9 | 13 | 22 |
| 8,50 | 15 | 17 | 23 | 40 |
| 9,00 | 32 | 39 | 38 | 77 |
| 9,50 | 30 | 50 | 60 | 110 |

Fuente: Torres Ingeniería S.A.S.

Tabla 21 Descripción del Sondeo 3

| PROFUNDIDAD (m) | MUESTRA | DESCRIPCIÓN | DIAGRAMA |
|-----------------|---------|---|---|
| 0 – 1 | M1 | Grava limosa de baja plasticidad con granos de tamaño máximo de 3/4", humedad y consistencia |  |
| 1 – 2 | - | Muestra no recuperada |  |
| 2 – 3 | M3 | Grava limosa de baja plasticidad con granos de tamaño máximo de 1", humedad y consistencia media. |  |
| 3 – 4 | M4 | Arena limosa de baja plasticidad con granos de tamaño máximo de 3/4", humedad y consistencia |  |
| 4 – 5 | M5 | Limo inorgánico de baja plasticidad con granos de tamaño máximo de 1/2", humedad media alta y consistencia media. |  |
| 5 – 6 | M6 | Arcilla inorgánica de baja a media plasticidad, humedad media y consistencia baja. |  |
| 6 – 7 | M7 | Arena arcillosa de baja plasticidad, humedad y consistencia media. |  |
| 7 – 8 | M8 | Arena arcillosa de baja plasticidad, humedad y consistencia media. |  |
| 8 – 9 | M9 | Arena limosa - arcillosa de baja plasticidad, humedad y consistencia media. |  |
| 9 – 10 | M10 | Arena limosa - arcillosa de baja plasticidad, humedad media y consistencia media. |  |

Fuente: Torres Ingeniería S.A.S.

Tabla 22 Resultados de los Laboratorios realizados al Sondeo 3

| MUESTRA | S.U.C.S. | Wn. % | LÍMITES ATTERBERG | | | | GRADACIÓN | | |
|---------|----------|----------|-------------------|-----------|-----------|-------|------------|------------|------------|
| | | | L.L. % | L.P. % | I.P. % | Ic | GRAVA % | ARENA % | FINOS % |
| M1 | GM | 19,20 | 33,63 | 25,80 | 7,83 | 1,84 | 34,35 | 28,41 | 37,25 |
| M3 | GM | 23,61 | 34,04 | 25,83 | 8,22 | 1,27 | 43,58 | 23,22 | 33,20 |
| M4 | SM | 25,78 | 34,21 | 25,77 | 8,45 | 1,00 | 31,04 | 33,83 | 35,13 |
| M5 | ML | 34,36 | 34,65 | 26,72 | 7,92 | 0,04 | 25,31 | 19,84 | 54,85 |
| M6 | CL | 28,96 | 28,66 | 14,09 | 14,57 | -0,02 | 2,64 | 24,52 | 72,84 |
| M7 | SC | 13,97 | 20,21 | 17,65 | 2,56 | 2,44 | 6,59 | 47,87 | 45,54 |
| M8 | SC | 16,95 | 21,85 | 17,93 | 3,92 | 1,25 | 14,94 | 35,54 | 49,52 |
| M9 | SM – SC | 16,87 | 23,43 | 17,46 | 5,97 | 1,10 | 18,91 | 38,14 | 42,94 |
| M10 | SM - SC | 15,13 | 22,81 | 18,18 | 4,63 | 1,66 | 17,45 | 44,62 | 37,93 |

Fuente: Torres Ingeniería S.A.S.

❖ Sondeo 4


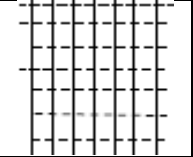
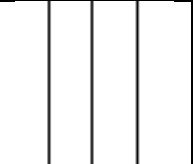
Tabla 23 Resumen Sondeo 4

| PROFUNDIDAD (m) | 6" | 12" | 18" | N (GOLPES/PIE) |
|-----------------|----|-----|-----|----------------|
| 0,50 | ** | ** | ** | ** |
| 1,00 | 10 | 8 | 7 | 15 |
| 1,50 | 8 | 7 | 9 | 16 |

| PROFUNDIDAD (m) | 6" | 12" | 18" | N (GOLPES/PIE) |
|-----------------|----|-----|-----|----------------|
| 2,00 | 8 | 4 | 8 | 12 |
| 2,50 | 6 | 10 | 9 | 19 |
| 3,00 | 6 | 9 | 25 | 34 |

Fuente: Torres Ingeniería S.A.S.

Tabla 24 Descripción del Sondeo 4

| PROFUNDIDAD (m) | MUESTRA | DESCRIPCIÓN | DIAGRAMA |
|-----------------|---------|--|--|
| 0 – 1 | - | Muestra no recuperada |  |
| 1 – 2 | M2 | Arena limosa de baja plasticidad con granos de hasta 1", humedad y consistencia media. |  |
| 2 – 3 | M3 | Limo inorgánico de baja plasticidad con granos de hasta 1/2", humedad y consistencia |  |

Fuente: Torres Ingeniería S.A.S.

Tabla 25 Resultados de los Laboratorios realizados al Sondeo 4

| MUESTRA | S.U.C.S. | Wn. % | LIMITES ATTERBERG | | | | GRADACIÓN | | |
|---------|----------|----------|-------------------|-----------|-----------|------|------------|------------|------------|
| | | | L.L. % | L.P. % | I.P. % | Ic | GRAVA % | ARENA % | FINOS % |
| M2 | SM | 24,57 | 33,90 | 24,23 | 9,66 | 0,97 | 25,62 | 28,25 | 46,14 |
| M3 | ML | 20,95 | 31,39 | 24,56 | 6,83 | 1,53 | 16,68 | 31,48 | 51,84 |

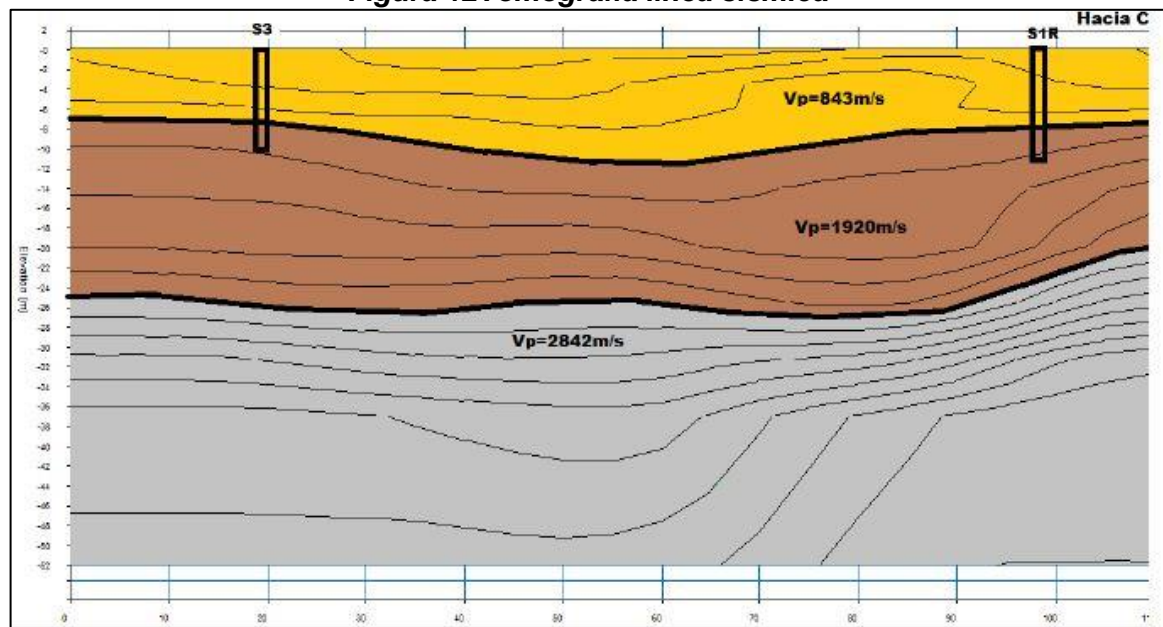
Fuente: Torres Ingeniería S.A.S.

La información en detalle de los perfiles de los sondeos y laboratorios que se le realizaron a cada uno se puede encontrar en los anexos.

5.10.3 Línea sísmica

La tomografía indica que la aparición de la roca sana (color gris) se encuentra en promedio a una profundidad que varía entre los 20 y los 30 metros en la abscisa K 51+325. El estrato anterior corresponde a roca fracturada (color marrón) la cual presenta suelos residuales en su composición al presentar meteorización, y su espesor varía entre los 10 y los 22 metros, por último el estrato anterior (naranja), corresponden a suelos muy sueltos, lo que indican la profundidad del coluvión, la cual varía hasta 10 metros. El coluvión presenta velocidades de V_p más altas de lo normal, ya que en este sector los suelos superficiales se encuentra sobresaturados.

Figura 12 Tomografía línea sísmica



Fuente: Torres Ingeniería S.A.S.

5.11 DIAGNOSTICO

De acuerdo a los resultados de los ensayos mencionado anteriormente, se puede concluir que el problema que presenta este sector de la Transversal Carare, corresponde al desplazamiento de un deposito coluvial muy suelto de espesor variable entre 2 y 10 metros de profundidad, de humedad media a alta.

Este depósito se encuentra sobre roca fracturada en proceso de meteorización por lo que presenta suelos residuales de espesor variable entre los 10 y 22 metros.

La roca se encuentra en contra de la pendiente, generando procesos de meteorización avanzada.

Existen varios factores detonantes de los deslizamientos como lo es la geología del sector, la composición y consistencia de los materiales, sin embargo la lluvia actúa como factor desestabilizante, teniendo en cuenta que satura el depósito coluvial y activa los deslizamientos.

6. PARAMETROS GEOTECNICOS

Los parámetros se tomaron basados en los resultados de los ensayos de laboratorio, correlaciones del ensayo SPT y literatura.

De los ensayos de campo y de laboratorio suministrados por Torres Ingeniería S.A.S., se realizó un análisis comparando cada uno de los resultados, con base a la experiencia y valores promedios para cada uno de los materiales y se determinaron los parámetros geotécnicos, con el fin de evaluar el modelo geológico - geotécnico.

Teniendo en cuenta que la información de ensayos de campo, ensayos de laboratorio, descripción geológica y demás actividades relacionadas con las visitas de campo fueron suministradas por la empresa Torres Ingeniería S.A.S. se realizó una evaluación a cada una de ellas con el fin de establecer las propiedades mecánicas y poder realizar el diagnóstico de la problemática presente en la zona de estudio.

6.1 CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA DE LOS SUELOS

6.1.1 Depósitos coluviales activos (Qc)

❖ Angulo de Fricción y Cohesión

Sobre estos depósitos se realizaron ensayos de corte directo, de los cuales se obtuvieron diferentes valores de cohesión y fricción:

Tabla 26 Ensayos de corte directo

| APIQUE | PROFUNDIDAD (m) | ANGULO DE FRICCIÓN (°) | COHESION (KN/m ²) |
|--------|-----------------|------------------------|-------------------------------|
| 1 | 1,00 | 21,32 | 3,80 |
| 2 | | 22,49 | 6,90 |
| 3 | | 19,77 | 7,80 |

Fuente: Torres Ingeniería S.A.S.

A partir de estos valores se calculó el promedio y se definió la cohesión y fricción de este depósito.

Tabla 27 Valor Promedio de los cortes directos

| ANGULO DE FRICCIÓN (°) | COHESION (KN/m ²) |
|------------------------|-------------------------------|
| 21,19 | 6,16 |

Fuente: Propia.

❖ **Peso Especifico**

Teniendo en cuenta que no se realizaron ensayos de laboratorio para determinar el peso de los materiales, se consultó en la literatura valores típicos de los suelos basados en su granulometría y consistencia.

De la información consultada tomamos el criterio propuesto en el libro de Ingeniería Geológica de Luis I. González de Vallejo, 2004;

De acuerdo a la granulometría de los materiales característicos y a los valores asignados en la literatura se determinó un peso para el depósito.

Tabla 28 Propiedades de estado de suelos de grano grueso

| SUELOS DE GRANO GRUESO | DENSIDAD RELATIVA Dr (%) | DENSIDAD SECA γ_d (kN/m ³) | Humedad W (%) | ÍNDICE DE HUECOS e |
|------------------------|--------------------------|---|---------------|--------------------|
| Muy flojos | 0 – 40 | < 14,00 | > 16 | >0,90 |
| Flojos | 40 – 60 | 14,00 – 16,00 | 12 – 16 | 0,65 – 0,90 |
| Medianamente densos | 60 – 80 | 16,00 – 17,50 | 8 – 12 | 0,55 – 0,65 |
| Densos | 80 – 90 | 17,50 – 18,50 | 6 – 8 | 0,40 – 0,55 |
| Muy densos | 90 – 100 | >18,50 | < 6 | < 0,40 |

Fuente: Ingeniería Geológica, Luis I. González de Vallejo.

Tabla 29 Propiedades de estado de suelos finos

| SUELOS FINOS | ÍNDICE DE FLUIDEZ, I _L (%) | DENSIDAD SECA γ_d (kN/m ³) | Humedad W (%) | ÍNDICE DE HUECOS e |
|--------------------|---------------------------------------|---|---------------|--------------------|
| Muy blandos | 1,00 – 0,80 | < 14,00 | >55 | >1,30 |
| Blandos | 0,80 – 0,65 | 14,00 – 15,50 | 40 – 55 | 1,00 – 1,30 |
| Consistencia media | 0,65 – 0,40 | 15,50 – 17,00 | 25 – 40 | 0,70 – 1,00 |
| Duros | 0,40 – 0,25 | 17,00 – 18,00 | 15 – 25 | 0,50 – 0,70 |
| Muy duros | < 0,25 | >18,00 | <15 | < 0,50 |

Fuente: Ingeniería Geológica, Luis I. González de Vallejo.

Los materiales del depósito coluvial se caracterizan por ser de grano grueso, de acuerdo a las granulometrías y de consistencia medianamente densa, por lo que se escogió un valor de densidad seca de aproximadamente $16,50 \text{ KN/m}^3$, a partir de este valor se calcula el peso específico el cual es igual:

$$P = \frac{m * g}{V}$$

A partir de la densidad y realizando los diferentes conversión de unidades se obtiene que el peso específico del depósito coluvial (Q_c) es de $16,50 \text{ kN/m}^3$.

❖ **Módulo de Elasticidad**

De acuerdo a la correlación de Schmertmann (1970), el módulo de elasticidad esta dado por:

$$E = 766 * N \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Donde N = número de penetración estándar.

El módulo de elasticidad varía de acuerdo al sondeo y de acuerdo a la profundidad.

A partir de los sondeos y perfiles geotécnicos, se definió un N promedio para el espesor de suelo coluvial.

$$E = 766 * 14 = 10724 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

6.1.2 Suelo residual de ladera (Sc1)

❖ **Angulo de Fricción y Cohesión**

Sobre este material se realizó un ensayo de corte directo:

Tabla 30 Ensayos de corte directo

| APIQUE | PROFUNDIDAD (m) | ANGULO DE FRICCIÓN (°) | COHESION (KN/m ²) |
|--------|-----------------|------------------------|-------------------------------|
| 4 | 1,00 | 39,45 | 16,80 |

Fuente: Torres Ingeniería S.A.S.

Del ensayo anterior se tomó el valor de cohesión y ángulo de fricción representativo para este suelo.

❖ Peso Especifico

De la información consultada tomamos el criterio propuesto en el libro de Ingeniería Geológica de Luis I. González de Vallejo, 2004;

Los suelos residuales del área en estudio se caracterizan por ser materiales de grano grueso, de acuerdo a las granulometrías y de consistencia muy densos, por lo que se escogió un valor de densidad seca de aproximadamente $19,00 \text{ KN/m}^3$, a partir de este valor se calcula el peso específico el cual es igual:

$$P = \frac{m * g}{V}$$

A partir de la densidad y realizando los diferentes conversión de unidades se obtiene que el peso específico del suelo residual es de $19,00 \text{ kN/m}^3$.

❖ Módulo de Elasticidad

De acuerdo a la correlación de Schmertmann (1970), el módulo de elasticidad está dado por:

$$E = 766 * N \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Donde N = número de penetración estándar.

El módulo de elasticidad varía de acuerdo al sondeo y de acuerdo a la profundidad.

A partir de los sondeos y perfiles geotécnicos, se definió un N promedio para el espesor de suelo residual.

$$E = 766 * 62,62 = 47967 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

6.2 CARACTERIZACIÓN GEOMECÁNICA DE LAS ROCAS

6.2.1 Unidad de roca blanda de la Formación Luna (Ksl)

Debido a que no se lograron obtener muestras representativas de roca para realizar ensayos de corte directo, se realizó un ensayo de compresión inconfiada. Para el ensayo de compresión inconfiada se cortó una muestra de núcleo de manera uniforme, para ser fallado en el laboratorio.

Tabla 31 Resistencia a la compresión

| MUESTRA | LONGITUD DE LA MUESTRA (m) | LECTURA DEL DIAL DE DEFORMACION (0.01 mm) | LECTURA DE CARGA (KN) | ESFUERZO (Mpa) |
|---------|----------------------------|---|-----------------------|----------------|
| 1 | 0,11 | 5,25 | 49,90 | 28,33 |

Fuente: Torres Ingeniería S.A.S.

Una primera clasificación del macizo se puede adoptar con base en la propuesta de Stapledon (1.968) el cual sugiere la clasificación presentada en la siguiente tabla.

Tabla 32 Clasificación del macizo rocoso en términos de resistencia

| RESISTENCIA A LA COMPRESION (Mpa) | CATEGORÍA |
|-----------------------------------|-------------------|
| < 7 | Muy débil |
| 7 - 20 | Débil |
| 20 - 70 | Resistencia media |
| 70 - 170 | Resistente |
| > 170 | Muy resistente |

Fuente: Geological Strength Index (GSI).

Basados en la tabla anterior, los núcleos tienen una categoría de resistencia media.

De acuerdo a la clasificación de la roca según el resultado de la compresión inconfiada y a lo observado en campo, se le asignó un valor de GSI entre 30 y 40 a la roca blanda de la formación Luna (Ksl), la cual se pudo determinar que se encuentra fracturada.

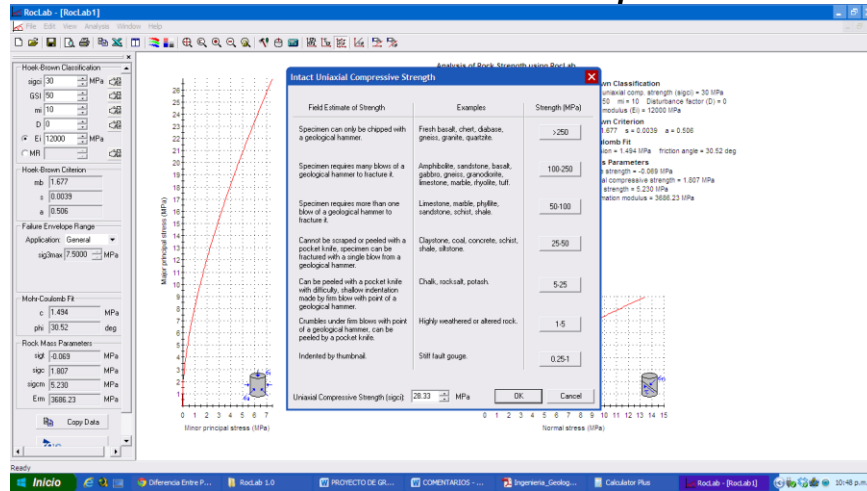
Los valores de cohesión y fricción del macizo rocoso se determinaron mediante las expresiones de Hoek y Brown (1.997), basados en los resultados del ensayo de compresión inconfiada y los valores de GSI de acuerdo al análisis anterior.

Para calcular la cohesión, ángulo de fricción y módulo de elasticidad de la roca se utilizó el software Roc.Lab 1.0, el cual se usa para utilizar el criterio de Hoek y Brown y determinar parámetros de Mohr Coulomb a la roca.

Los datos de entrada al programa son:

Resistencia a la compresión inconfiada que se obtuvo del ensayo realizado (28,33 Mpa).

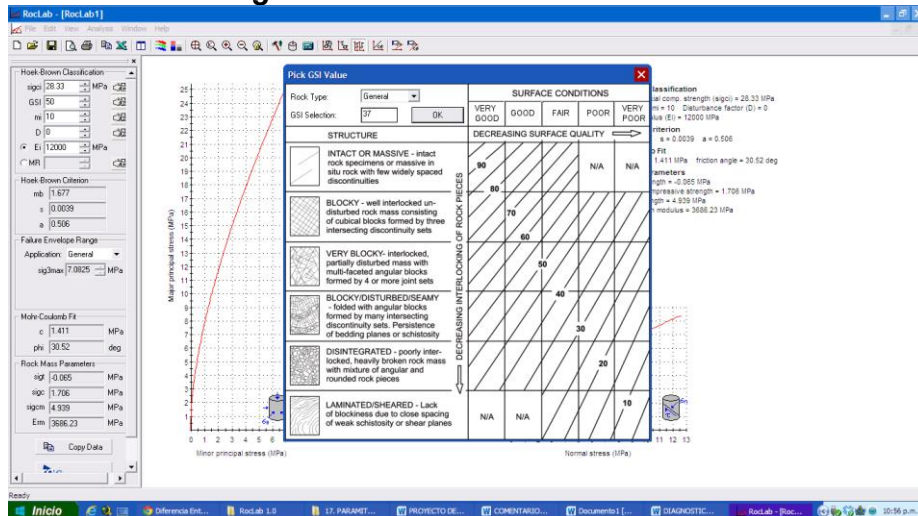
Figura 13 Datos de entrada 1 Resistencia a la compresión inconfiada



Fuente: Roclab 1.0.

❖ GSI, se le asignó un valor de 37 teniendo en cuenta el grado de fracturación de la roca.

Figura 14 Datos de entrada 2 GSI

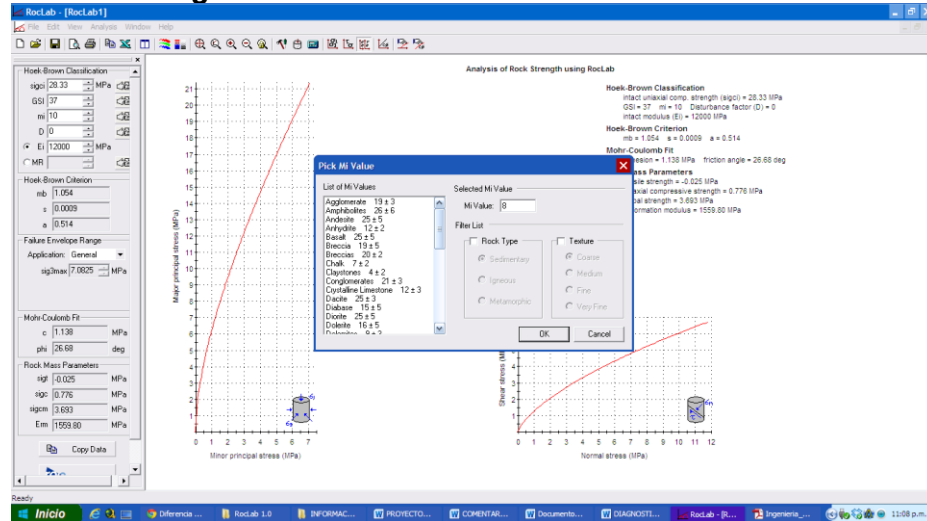


Fuente: Roclab 1.0.

❖ Mi, constante para la matriz rocosa, la cual depende del tipo de roca y su composición, para el cálculo en el software Roclab 1.0, como la roca de la

Formación Luna está constituida por lutitas y limolitas se asumió un valor intermedio, se asignó un valor de 8.

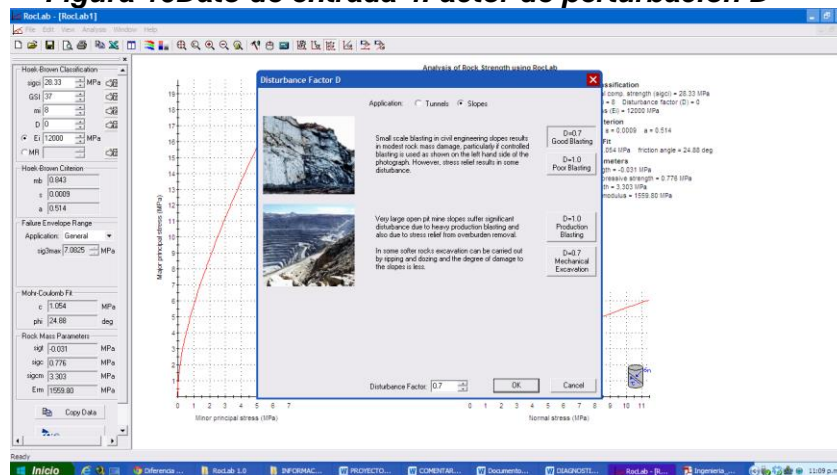
Figura 15 Dato de entrada 3 Constante M_i



Fuente: Roclab 1.0.

- ❖ Factor de perturbación del macizo rocoso, depende sobre todo del grado de alteración al que ha sido sometido el macizo rocoso por los efectos de las voladuras o por la relajación de esfuerzos. Varía desde 0 para macizos rocosos in situ inalterados hasta 1 para macizos rocosos muy alterados. Teniendo en cuenta el estudio realizado in situ se presenta como un macizo rocoso semi alterado teniendo un $D=0.7$

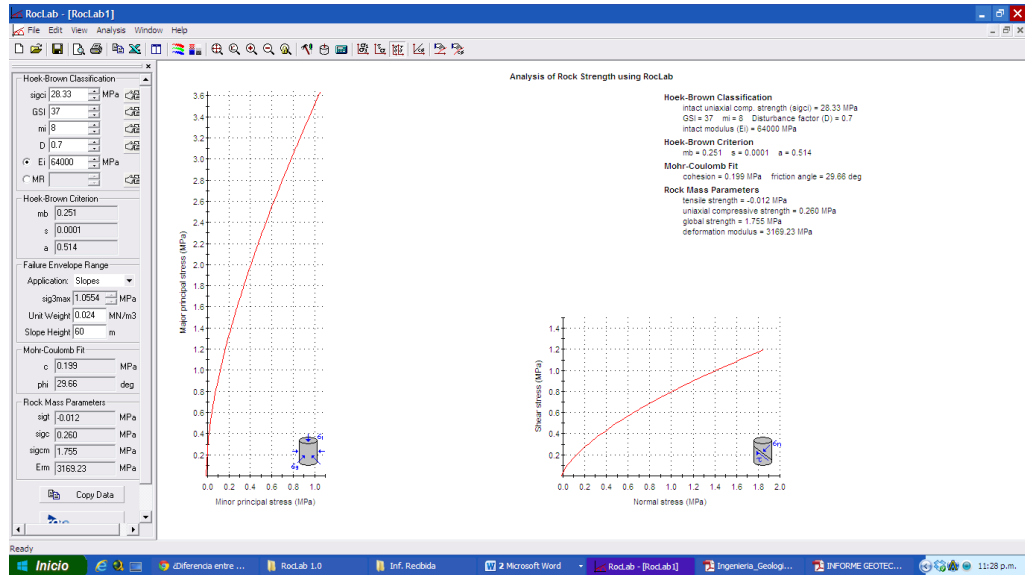
Figura 16 Dato de entrada 4 Factor de perturbación D



Fuente: Roclab 1.0.

- ❖ Módulo de elasticidad estático de la roca, se tomó el valor promedio asignado para las rocas características de la formación Luna, de acuerdo al libro Ingeniería Geológica de Luis I. González de Vallejo, el cual asigna un valor entre 53000 y 75000 kg/cm², el promedio corresponde a 64000 kg/cm².
- ❖ El peso específico también se tomó del libro de Ingeniería Geológica de Luis I. González de Vallejo, donde se le asigna un valor entre 2,20 y 2,60 gr/cm³ para las rocas características de la formación Luna se asignó un valor de 2,40 gr/cm³.
- ❖ La altura del talud es de aproximadamente 60 metros.

Figura 17 Datos de entrada 5 Modulo de elasticidad, peso específico y altura del talud.



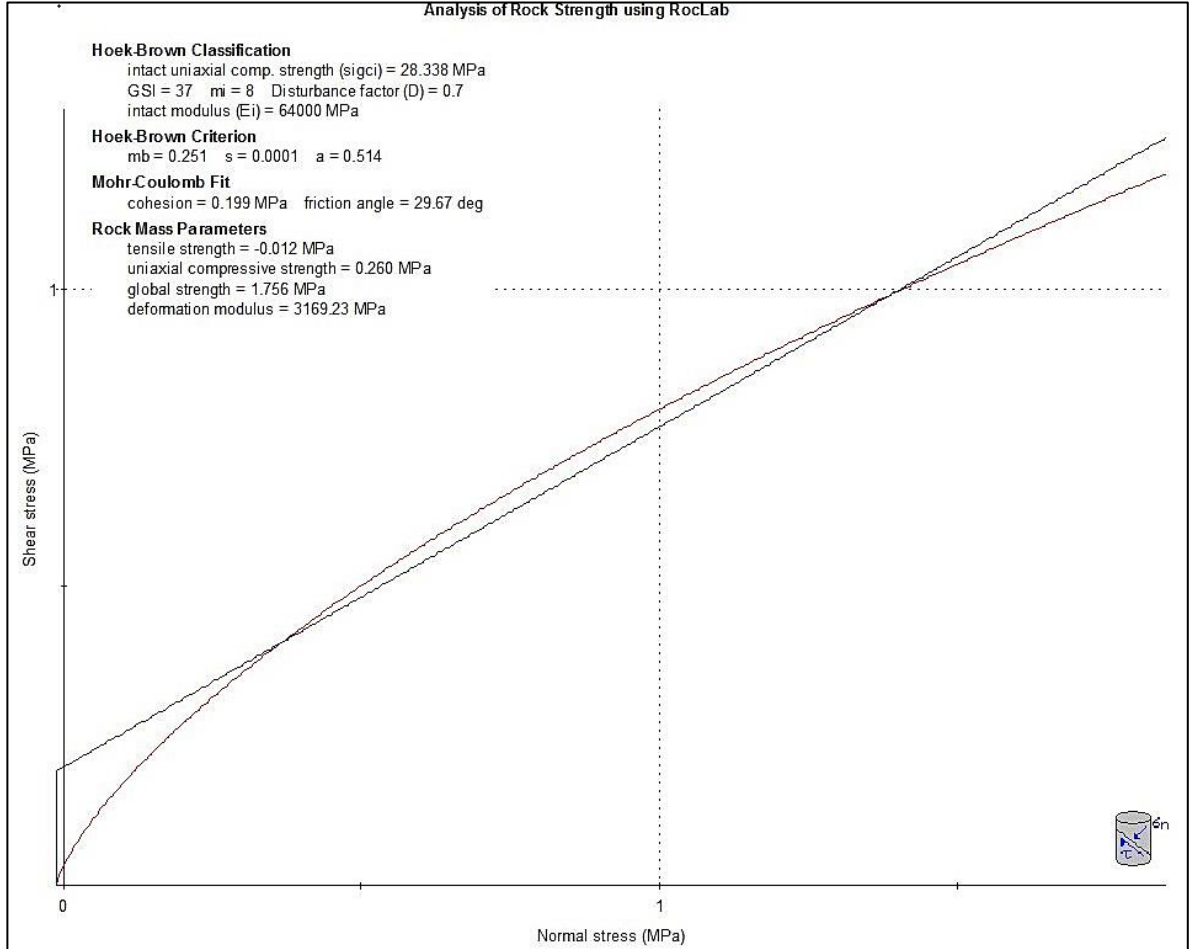
Una vez ingresados los datos de entrada mencionados anteriormente, el programa calcula los parámetros de Mohr Coulomb, los datos obtenidos son los siguientes:

Tabla 33 Clasificación del macizo rocoso en términos de resistencia

| GSI | ANGULO DE FRICCION (°) | COHESION (KN/m ²) | MODULO DE ELASTICIDAD (KN/m ²) |
|-----|------------------------|-------------------------------|--|
| 37 | 29,67 | 199 | 3.169.230 |

Fuente: Resultados software Roc.Lab 1.0.

Figura 18 Parámetros de la roca

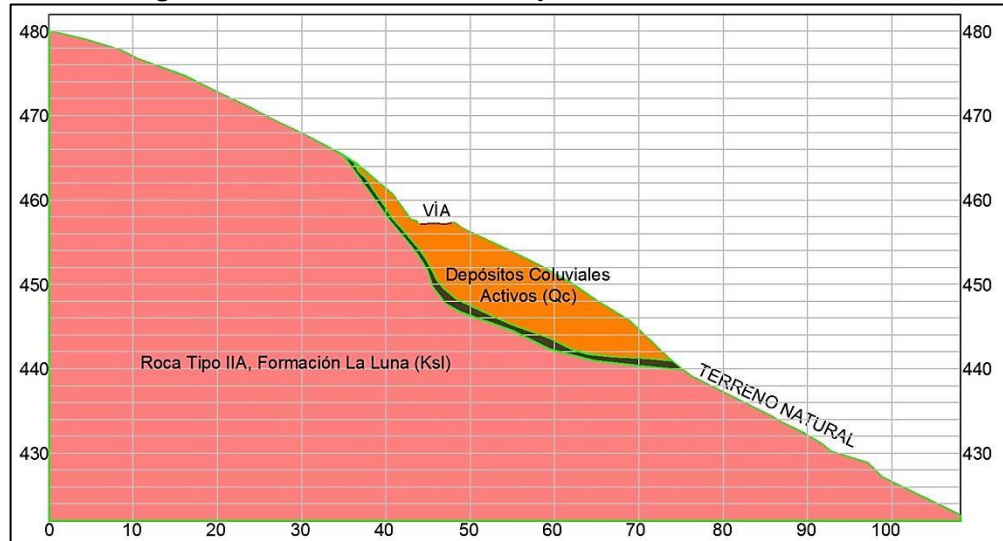


Fuente: Resultados software Roc.Lab 1.0.

6.3 RESUMEN DE LA CARACTERIZACIÓN

De acuerdo a la información obtenida en campo, a los ensayos de laboratorios, las correlaciones del ensayo SPT y a los análisis realizados anteriormente, se obtiene el siguiente modelo geotécnico.

Figura 19 Modelo Geotécnico perfil del Sector K51+300



Fuente: Torres Ingeniería S.A.S.

Tabla 34 Parámetros de los suelos y macizo rocoso

| TIPO DE SUELO | ANGULO DE FRICCIÓN (°) | COHESIÓN (KN/m ²) | PESO UNITARIO (KN/m ³) | MODULO DE ELASTICIDAD (KN/m ²) |
|--------------------------------------|------------------------|-------------------------------|------------------------------------|--|
| Deposito Coluvial | 21,19 | 6,16 | 16,50 | 10.724 |
| Suelo Residual | 39,45 | 16,80 | 19,00 | 47.967 |
| Roca fracturada de la Formación Luna | 29,67 | 199 | 24,00 | 3.169.230 |

Fuente: Propia.

7. ANALISIS DE ESTABILIDAD DEL TALUD SIN OBRAS DE ESTABILIZACION

7.1 EVALUACION DE LA ESTABILIDAD

Teniendo en cuenta que la vía presenta deformaciones en sentido longitudinal en forma de hundimientos, y deformaciones transversales a la vía. Estas deformaciones se presentan de manera continua y velocidades muy bajas, se realizara el análisis de estabilidad del talud superior con la ampliación proyectada y el talud inferior sin obras de estabilización con el fin de determinar los factores de seguridad.



*Fotografía 11 Deformaciones de la vía en el sector en estudio.
(Fuente: Torres Ingeniería S.A.S)*

7.2 SOFTWARE UTILIZADO

Para el análisis de estabilidad del perfil geotécnico típico con las obras propuestas se utilizó el software SLOPE/W, que utiliza la teoría de equilibrio límite para obtener los factores de seguridad al deslizamiento.

7.3 CALCULO DE COEFICIENTE SEUDOESTATICO

De acuerdo al Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR 10 en el artículo H.5.2.5, para análisis pseudoestatico de taludes K_{ST} tiene valor inferior o igual a a_{max} , y se admiten los siguientes valores mínimos de K_{ST}/a_{max} , dependiendo del material terreo (reforzado o no) y del tipo de análisis, tal como se indica en la tabla H.5.2.5 de la NSR-10.

Figura 20 Valores de K_{ST}/a_{max} Mínimos para Análisis Seudoestáticos de Taludes

| Material | K_{ST}/a_{max} Mínimo | Análisis de Amplificación Mínimo |
|---|----------------------------|--|
| Suelos, enrocados y macizos rocosos muy fracturados (RQD < 50%) | 0.80 | Ninguno |
| Macizos rocosos (RQD > 50%) | 1.00 | Ninguno |
| Todos los materiales térreos | 0.67 | Amplificación de onda unidimensional en dos columnas y promediar |
| Todos los materiales térreos | 0.50 | Amplificación de onda bidimensional |

Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismoresistente NSR-10

Para nuestro caso tomamos un valor de 0.80 y el coeficiente A_a (coeficiente o parámetro que representa la aceleración pico efectiva para diseño sismoresistente) para Landázuri es de 0.15.

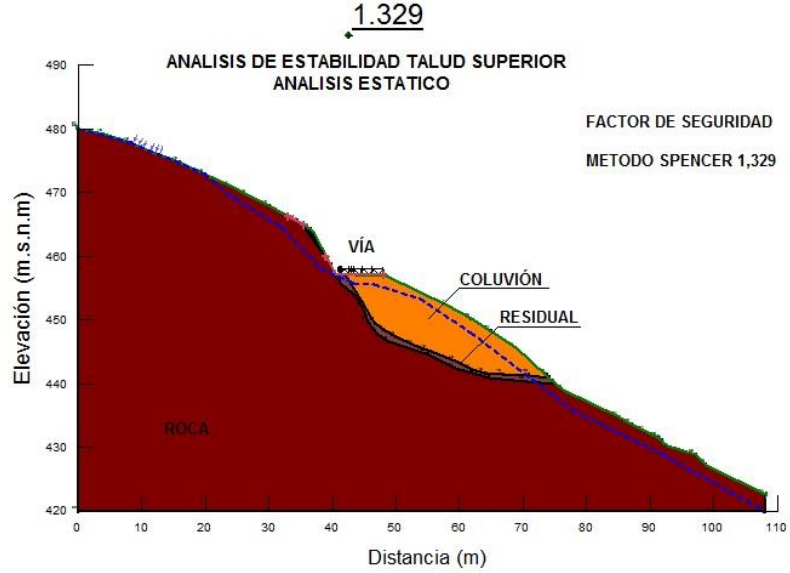
En este caso el valor del coeficiente K sería:

$$K=0.8*0.15=0.12$$

7.4 ESCENARIOS ANALIZADOS

7.4.1 Escenario 1, Talud Superior sin obras, análisis estático.

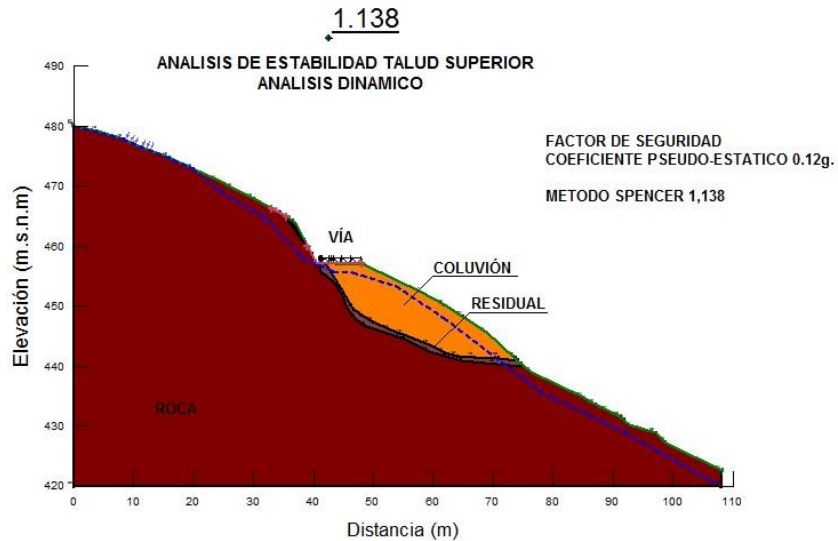
Figura 21 Análisis de estabilidad talud superior, condición estática



Fuente: Slope/W.

7.4.2 Escenario 2, Talud Superior sin obras, análisis dinámico.

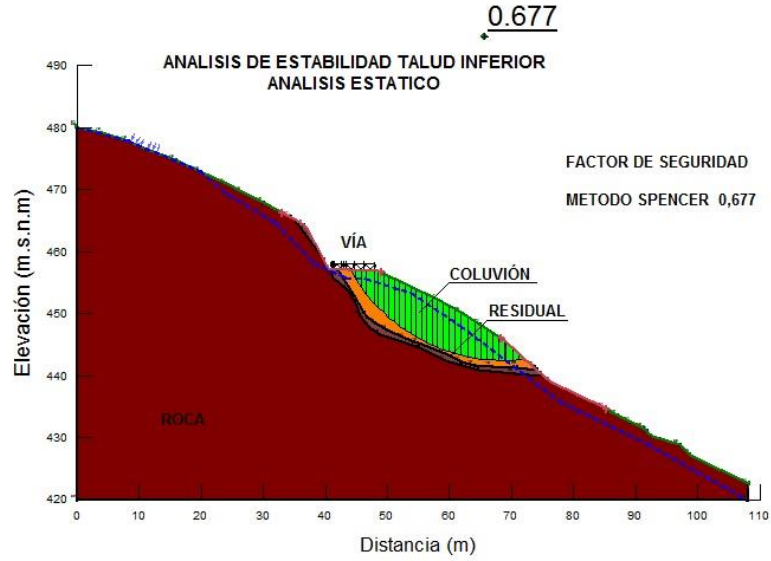
Figura 22 Análisis de estabilidad talud superior, condición dinámico



Fuente: Slope/W.

7.4.3 Escenario 1, Talud Inferior sin obras, análisis estático.

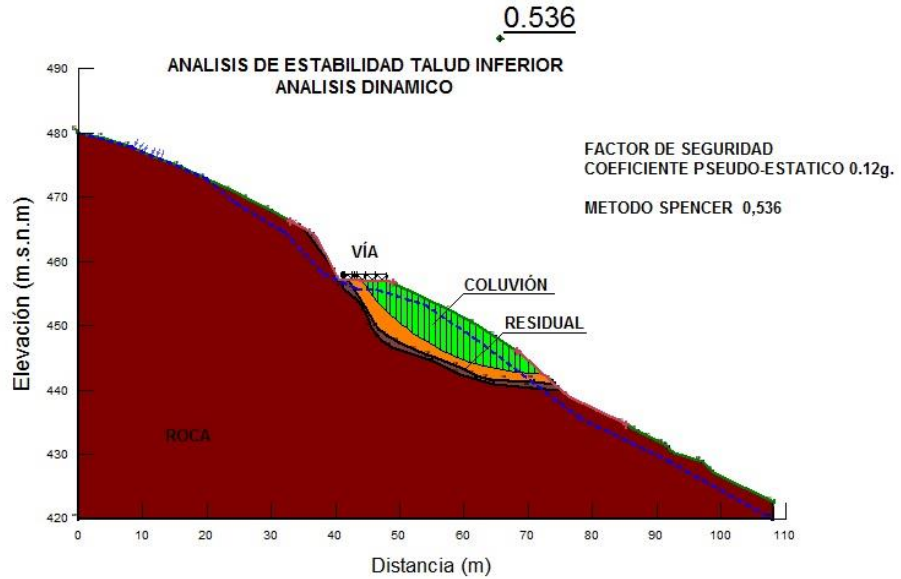
Figura 23 Análisis de estabilidad talud inferior, condición estática



Fuente: Slope/W.

7.4.4 Escenario 2, Talud Inferior sin obras, análisis dinámico.

Figura 24 Análisis de estabilidad talud inferior, condición dinámica



Fuente: Slope/W.

7.5 CONCLUSIONES DE LOS ANALISIS DE ESTABILIDAD

- ❖ El análisis de estabilidad del talud inferior muestra que es susceptible a deslizamientos, teniendo en cuenta que los factores de seguridad son menores a 1,10 en condiciones dinámicas.
- ❖ Aunque el factor de seguridad en el talud superior sea mayor a 1,10 en condición dinámica, se pueden presentar a lo largo del talud algunos sectores donde el suelo residual sea de mayor espesor y los análisis de estabilidad demuestren que se requiera de obras para garantizar la estabilidad del talud.
- ❖ Teniendo en cuenta que tanto el talud superior posiblemente presentes desprendimientos de material (suelo o roca fracturada), sobre la banca de la vía, se recomienda analizar la alternativa de una obra de mitigación.
- ❖ De acuerdo a los análisis de estabilidad el talud inferior es más inestable que el superior, por lo que requiere una obra más compleja que garantice la funcionalidad de la vía durante los periodos de lluvias intensas y prolongadas.

7.6 ALTERNATIVAS PARA EL MANEJO DE LOS TALUDES

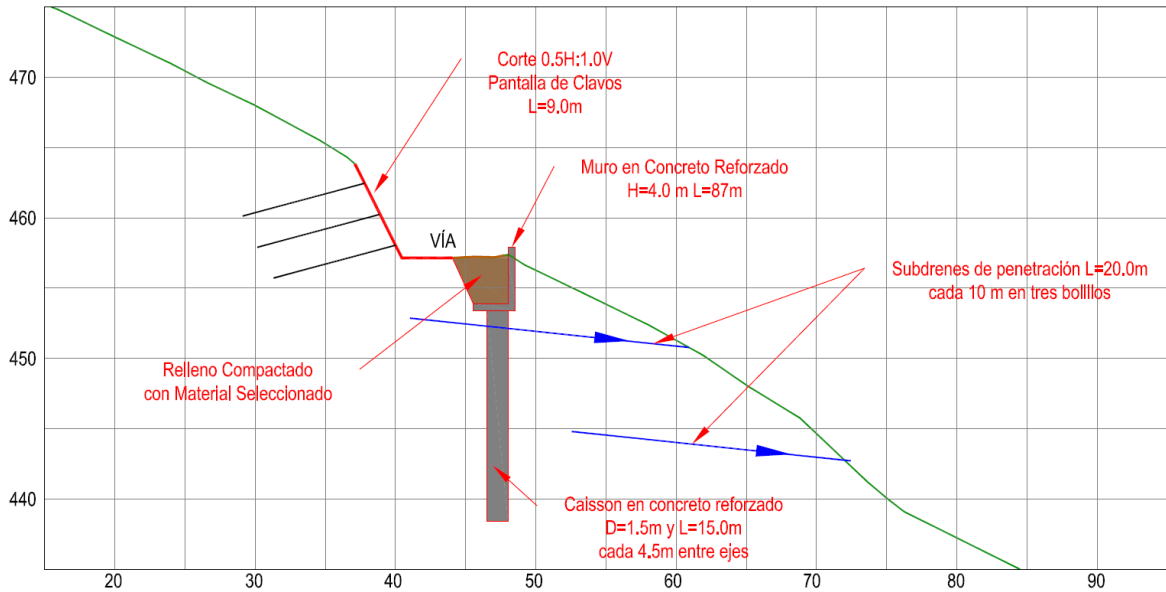
Teniendo en cuenta que se proyecta la ampliación de la vía y que de acuerdo a la información recopilada y a las exploraciones geotécnicas en el sector de estudio se encuentra un deposito coluvial activo, se recomienda analizar alternativas para la estabilización del talud superior en un tramo de aproximadamente 200 metros y en el talud inferior en un tramo de aproximadamente 87 metros.

7.6.1 Alternativa 1

Esta alternativa consiste en:

- ❖ Talud Superior: Se recomienda tender un talud 0,50H:1V y construir una pantalla de pernos. Se sugiere para la pantalla de pernos utilizar varillas de 5/8" y 9 metros de longitud, instalarlos con una inclinación de 15° con respecto a la horizontal, con espaciamientos horizontales de 3 metros en tres bolillos y verticales de 2,50 metros aproximadamente.
- ❖ Calzada de la vía: Para garantizar la funcionalidad de la vía en un tramo crítico en el talud inferior se recomienda retirar parte del coluvión, hacia el talud inferior y construir un relleno compactado con material seleccionado.
- ❖ Talud Inferior: Para contener el relleno se recomienda construir un muro de contención en concreto reforzado de aproximadamente 4 metros de altura, apoyado sobre caissons de 1,50 metros de diámetro, 15 metros de longitud, se debe garantizar que al menos 8 metros queden dentro de la roca, los caissons se ubicaran cada 4,50 metros entre ejes.
- ❖ Manejo de aguas: Para el control de las aguas de escorrentía y las recolectadas por los subdrenes de penetración en el talud inferior, se recomienda la construcción de dos canales en sacos de suelo-cemento de aproximadamente 130 metros de longitud cada uno y 1, 50 metros de ancho, los cuales entregarían a la quebrada que se encuentra en el sector oriental del área en estudio, en la parte inferior del talud. Se recomienda construir los canales en sacos de suelo-cemento, teniendo en cuenta posibles deformaciones las cuales en una estructura rígida se reflejaría en fisuras, lo que afectaría la funcionalidad de los canales.
El manejo de las aguas superficiales del talud superior se recomienda manejarlas a través de la cuneta de la vía.
- ❖ Para el manejo de las aguas subterráneas, se recomienda construir dos baterías de subdrenes de 20 metros de longitud, separados cada 10 metros en tres bolillos en el talud inferior con una inclinación de 6° con respecto a la horizontal.

Figura 25 Perfil de obras alternativa 1



Fuente: Propia.

7.6.2 Alternativa 2

Esta alternativa consiste en:

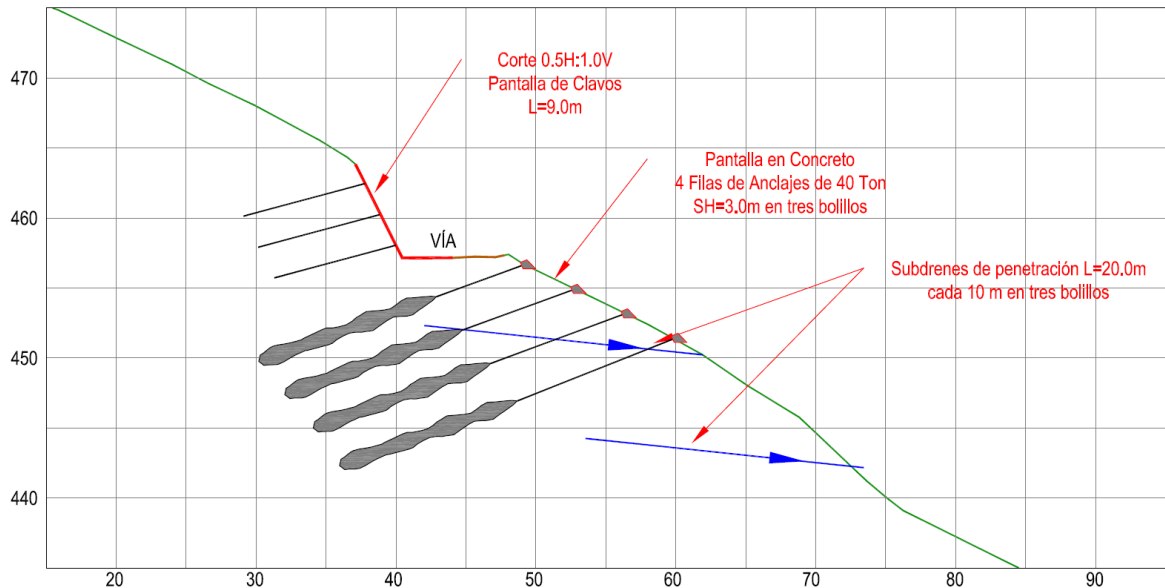
- ❖ Talud Superior: Se recomienda tender un talud 0,50H:1V y construir una pantalla de pernos. Se sugiere para la pantalla de pernos utilizar varillas de 5/8" y 9 metros de longitud, con espaciamentos horizontales de 3 metros en tres bolillos y verticales de 2,50 metros aproximadamente.
- ❖ Talud Inferior: Teniendo en cuenta la presencia del coluvión sobre el talud inferior, se recomienda construir una pantalla de anclajes pretensionados de 40 Ton. La pantalla está compuesta por 4 filas de anclajes de longitud variable entre 17 metros y 22 metros de los cuales aproximadamente 9 metros corresponden al bulbo, con una inclinación de 15° con respecto a la horizontal, separados horizontalmente cada 3 metros en tres bolillos y verticalmente 3 metros aproximadamente.
- ❖ Manejo de aguas: Para el control de las aguas de escorrentía y las recolectadas por los subdrenes de penetración en el talud inferior, se

recomienda la construcción de dos canales en sacos de suelo-cemento de aproximadamente 130 metros de longitud cada uno y 1, 50 metros de ancho, los cuales entregarían a la quebrada que se encuentra en el sector oriental del área en estudio, en la parte inferior del talud. Se recomienda construir los canales en sacos de suelo-cemento, teniendo en cuenta posibles deformaciones las cuales en una estructura rígida se reflejaría en fisuras, lo que afectaría la funcionalidad de los canales.

El manejo de las aguas superficiales del talud superior se recomienda manejarlas a través de la cuneta de la vía.

- ❖ Para el manejo de las aguas subterráneas, se recomienda construir dos baterías de subdrenes de 20 metros de longitud, separados cada 10 metros en tres bolillos en el talud inferior con una inclinación de 6° con respecto a la horizontal.

Figura 26 Perfil de obras alternativa 2



Fuente: Propia.

Se modelaran las dos alternativas con el software Slope W y de acuerdo a los resultados de los factores de seguridad y al comportamiento general de las alternativas, se analizará cual es la más viable y que garantice la estabilidad del sector.

8. DISEÑO DE LOS CAISSONS

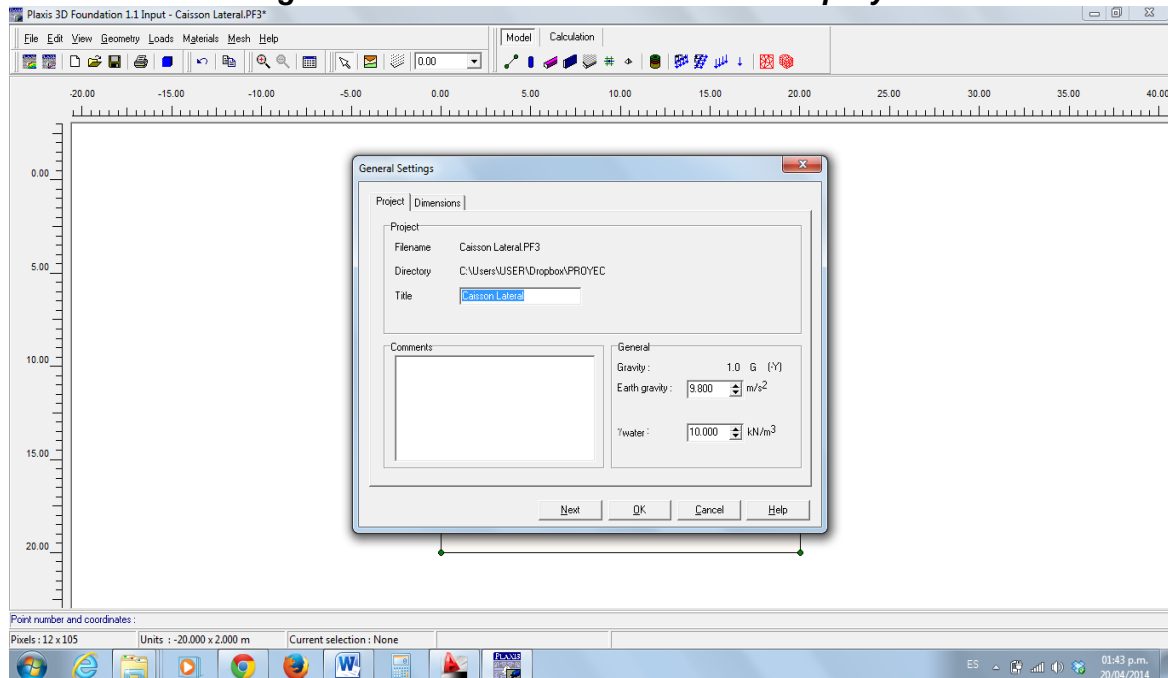
8.1 SOFTWARE UTILIZADO

Para determinar las cargas máximas que resisten los caisson propuestos y determinar las posibles deformaciones alas cuales se verán sometidosse utilizó el software PLAXIS 3D FOUNDATION, que emplea el método de los Elementos Finitos para calcular los esfuerzos y deformaciones de los suelos que soportan carga producto del peso de las estructuras.

A continuación se describe de manera general el procedimiento para el manejo del software y los datos de entrada que se requieren:

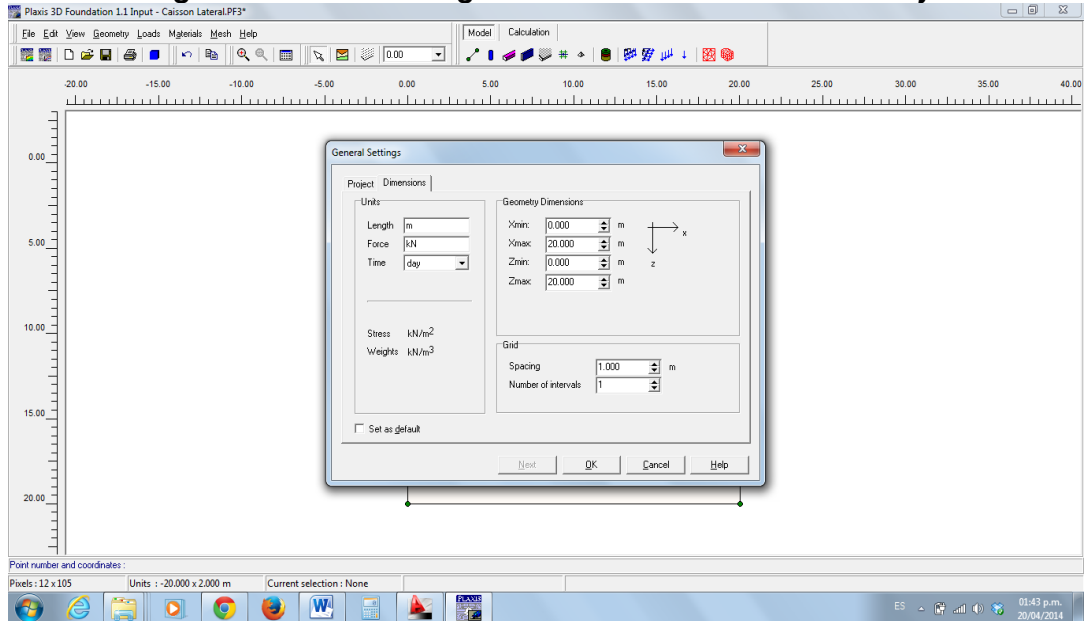
- ❖ Se define el proyecto y las dimensiones del área a trabajar.

Figura 27 Paso 1 Se define el nombre del proyecto



Fuente: Plaxis 3D.

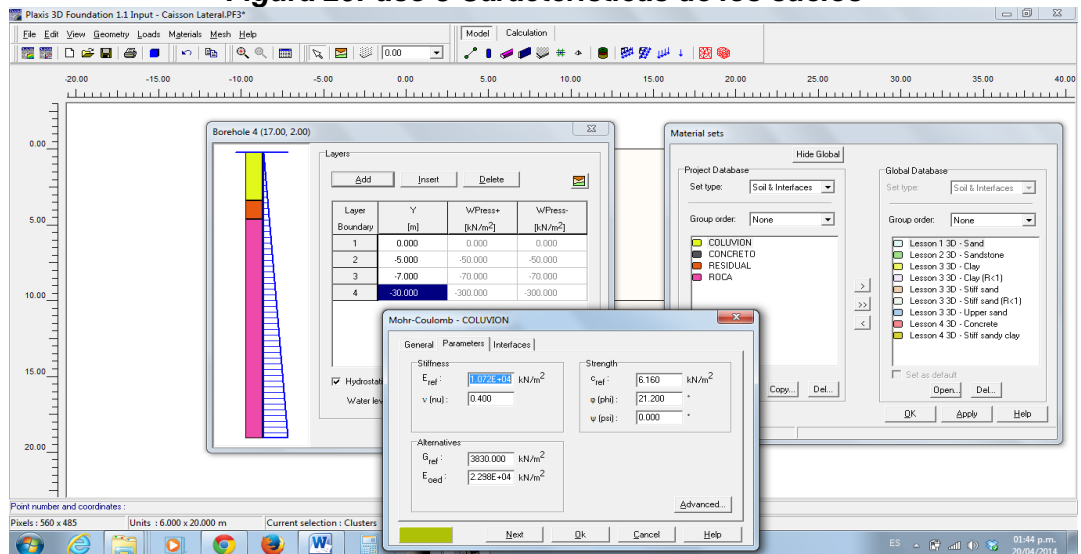
Figura 28 Paso 2 Se asigna dimensiones al área de trabajo



Fuente: Plaxis 3D.

- ❖ Se definen los espesores de los estratos de los diferentes tipos de suelos encontrados y se asignan las propiedades mecánicas de los suelos (peso unitario, ángulo de fricción, módulo de elasticidad y cohesión).

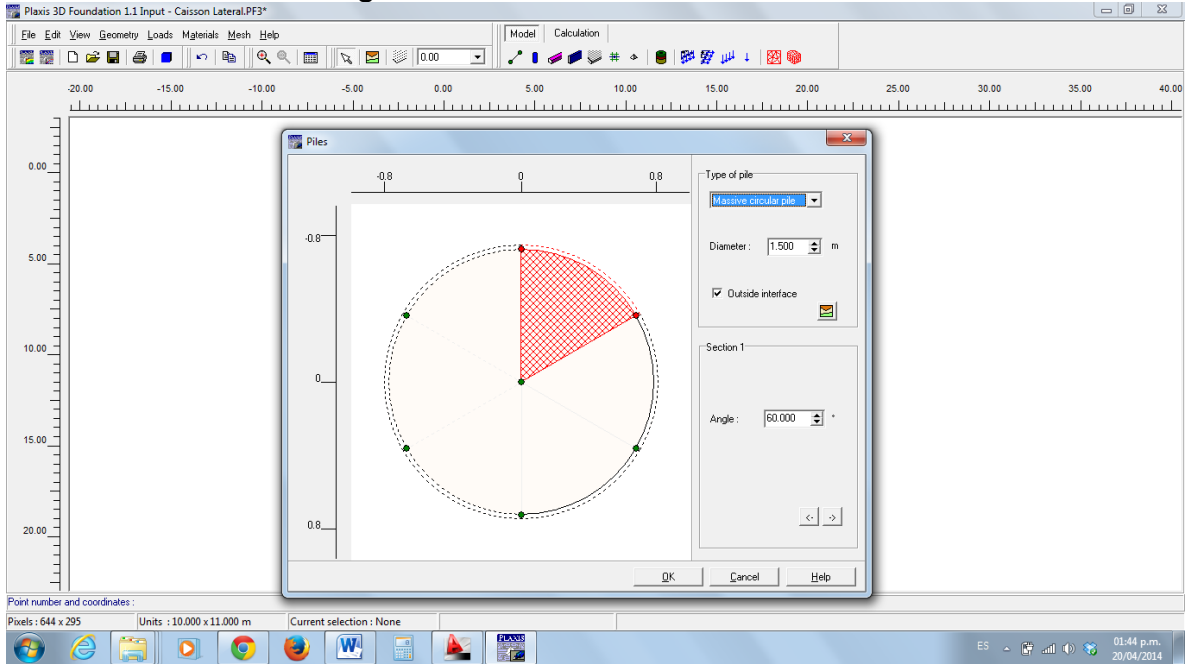
Figura 29 Paso 3 Características de los suelos



Fuente: Plaxis 3D.

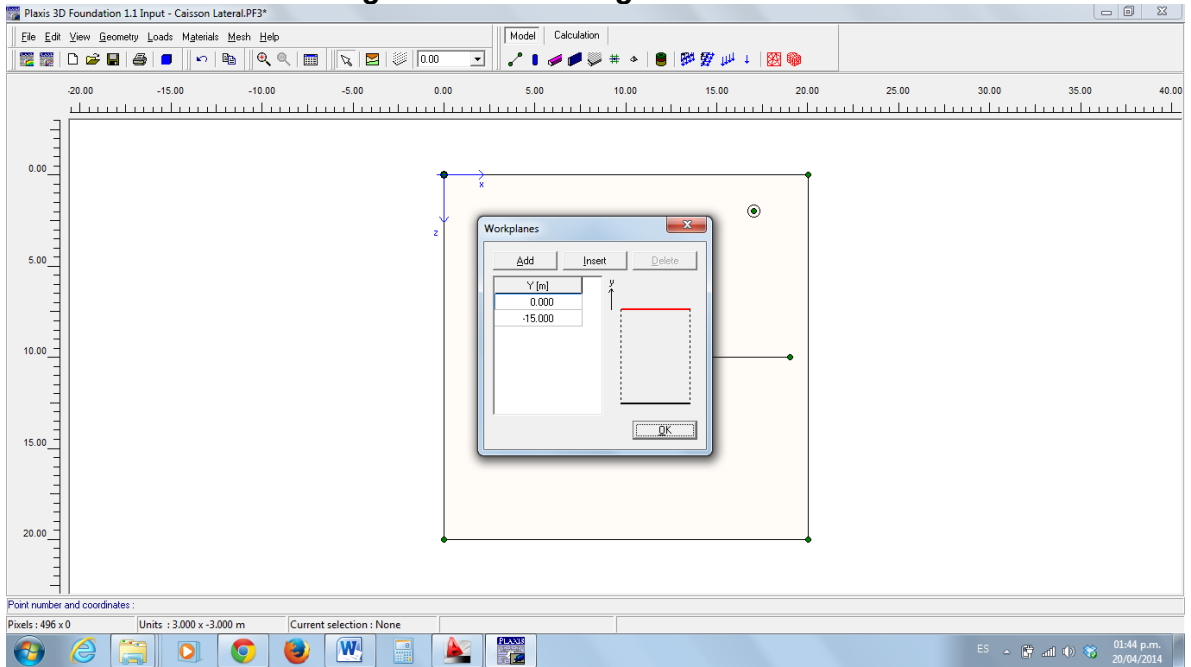
- ❖ Se asigna la geometría del caisson a modelar (diámetro y longitud).

Figura 30 Paso 4 Diámetro del caisson



Fuente: Plaxis 3D.

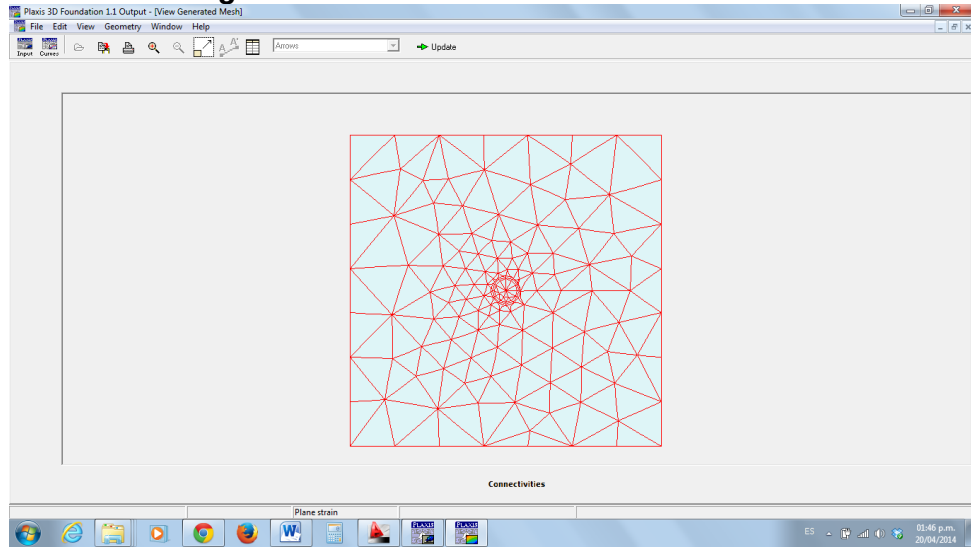
Figura 31 Paso 5 Longitud del caisson



Fuente: Plaxis 3D.

- ❖ Generación de la malla de elementos finitos.

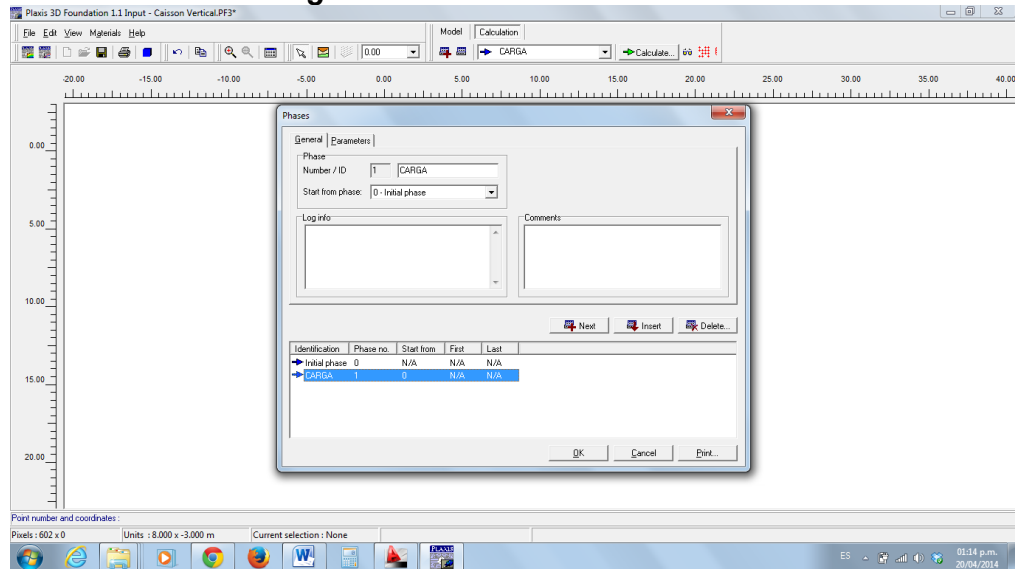
Figura 32 Paso 6 Malla de elementos finitos



Fuente: Plaxis 3D.

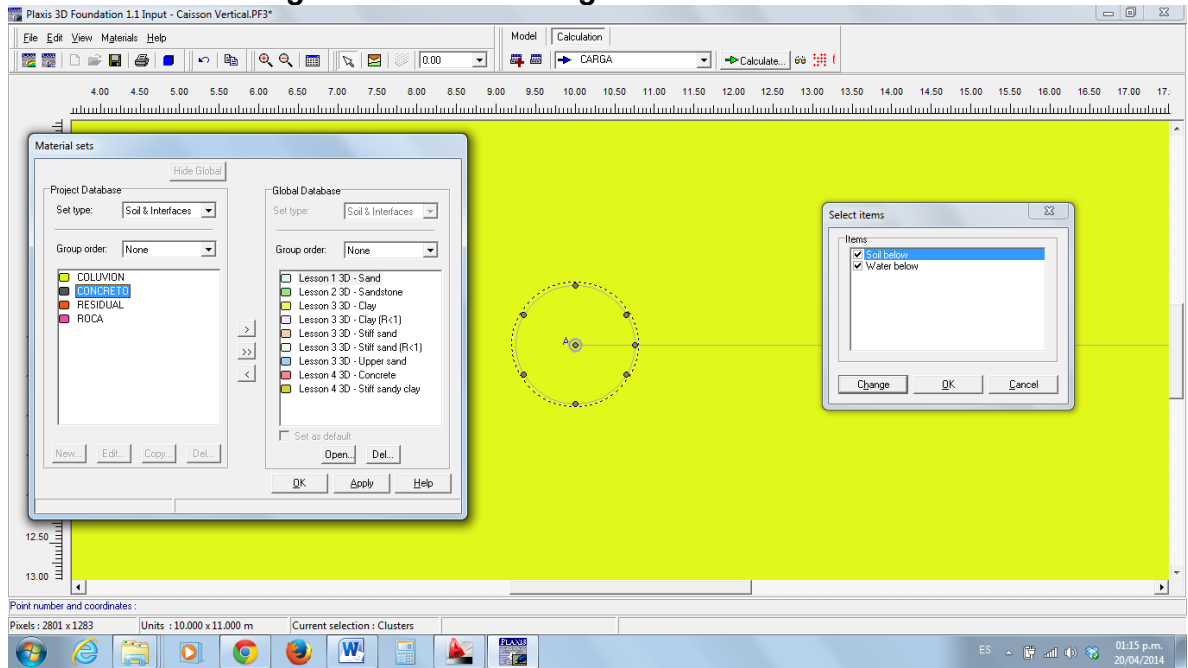
- ❖ Definido el modelo se pasa a la fase de cálculo, por defecto viene definida una fase inicial y se genera una fase adicional donde se asigna el material al caisson y se aplica la carga a la cual va estar sometido.

Figura 33 Paso 7 Fases de cálculo



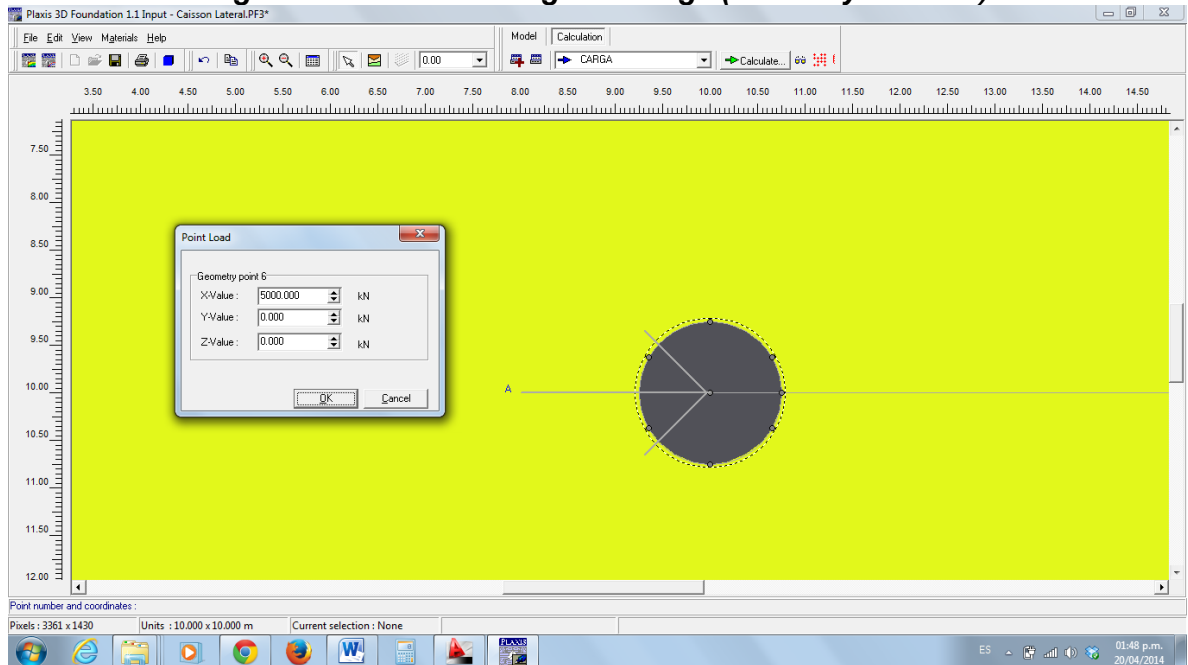
Fuente: Plaxis 3D.

Figura 34 Paso 9 Se asigna el material al caisson



Fuente: Plaxis 3D.

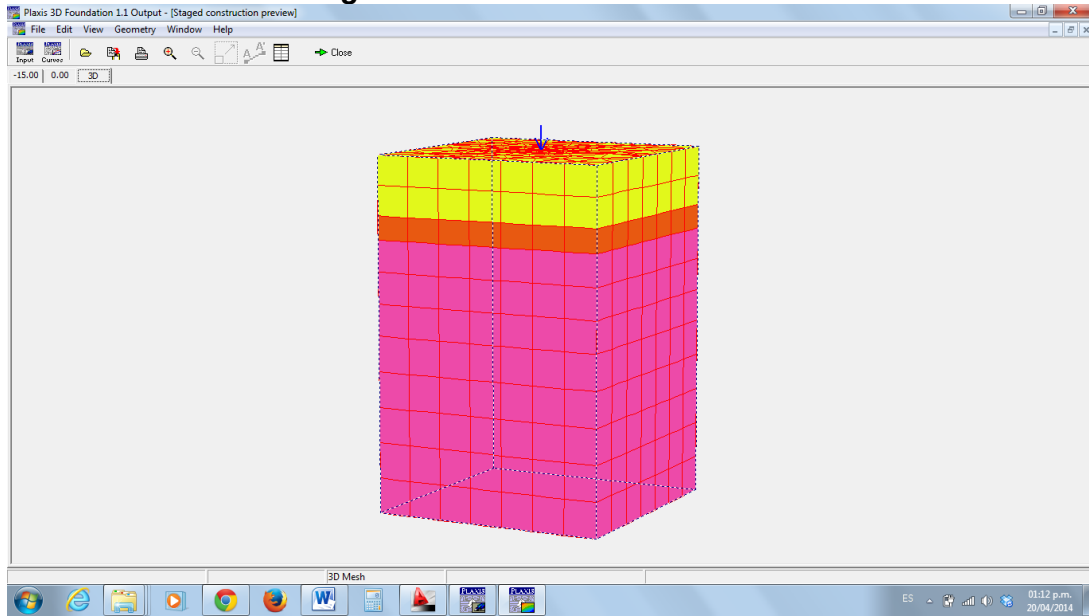
Figura 35 Paso 10 Se asigna la carga (vertical y/o lateral)



Fuente: Plaxis 3D.

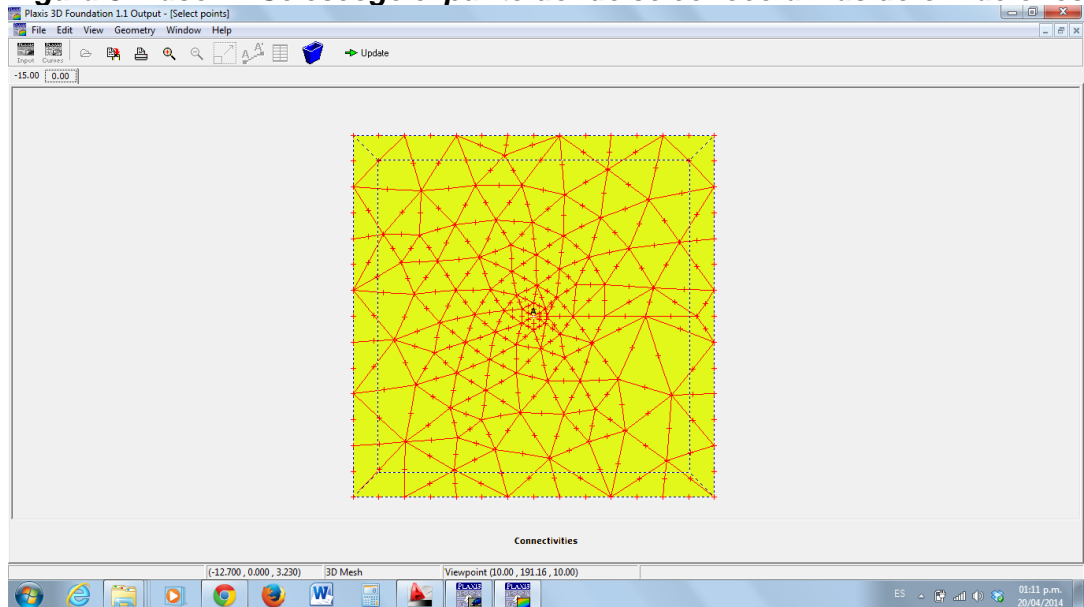
- ❖ Se realiza un chequeo al modelo, verificando que los suelos, carga y propiedades del caisson estén asignadas. Se define un punto donde se desea conocer las deformaciones.

Figura 36 Paso 11 Modelo definido



Fuente: Plaxis 3D.

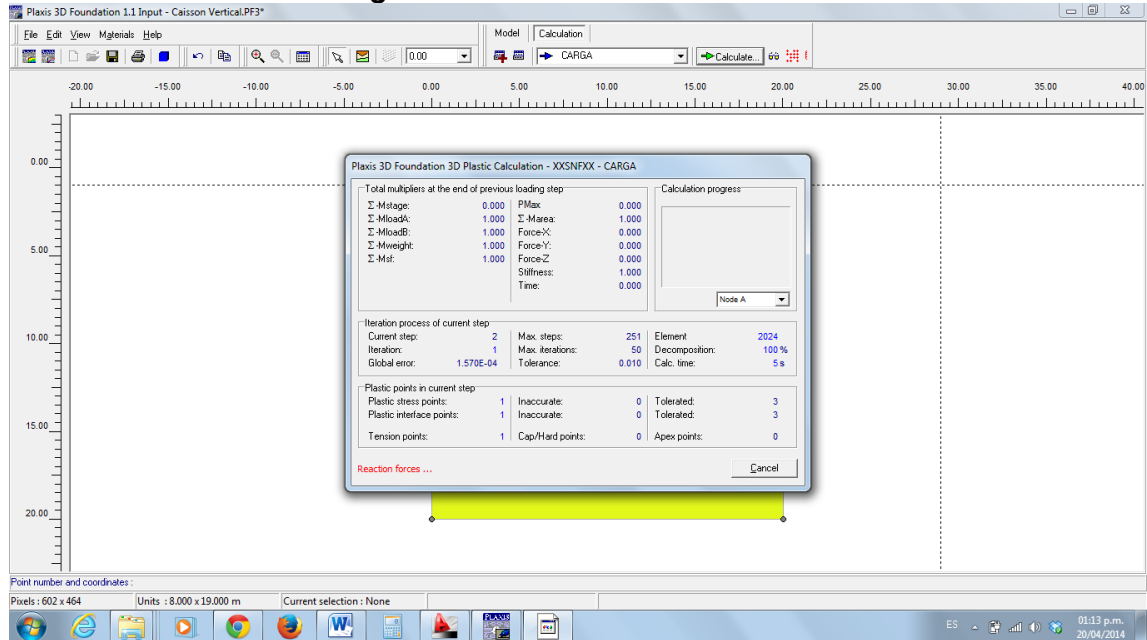
Figura 37 Paso 12 Se escoge el punto donde se conocerán las deformaciones



Fuente: Plaxis 3D.

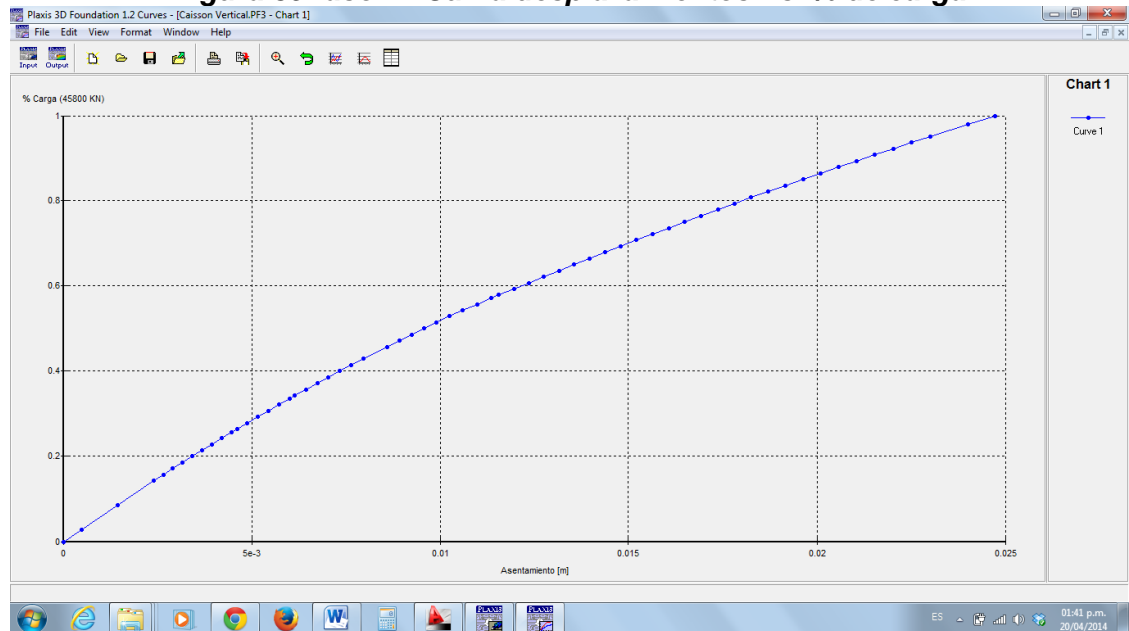
- ❖ Se da la orden de calcular y se obtiene las deformaciones del suelo para la carga aplicada, se consigue una gráfica de desplazamiento Vs. % de carga.

Figura 38 Paso 13 Fase de cálculo



Fuente: Plaxis 3D.

Figura 39 Paso 14 Curva desplazamientos Vs. % de carga



Fuente: Plaxis 3D.

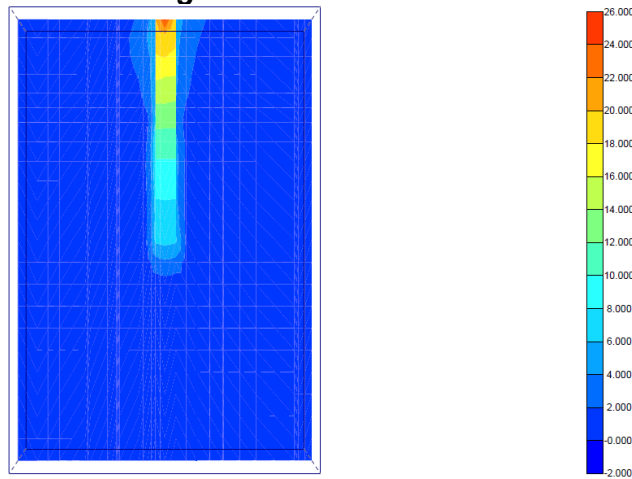
De acuerdo al procedimiento mencionado anteriormente, para los caisson propuestos se realizaron dos análisis, con carga lateral y vertical.

8.2 RESULTADOS DEL ANALISIS

8.2.1 Carga Vertical

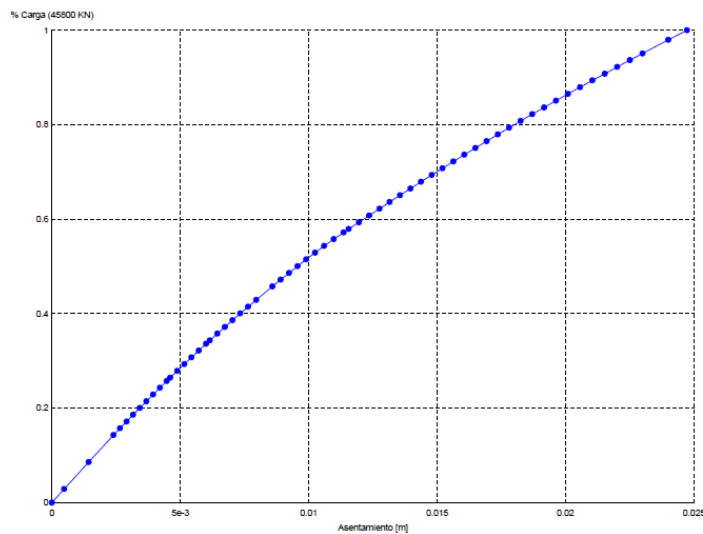
Para una carga superior a 4000 toneladas, un caisson de 1,50 metros diámetros y 15 metros longitud presenta un asentamiento de 2,50 centímetros.

Figura 40 Deformaciones



Fuente: Plaxis 3D.

Figura 41 Curva Asentamiento Vs. % Carga



Fuente: Plaxis 3D.

8.2.2 Carga Axial Admisible – NSR-10

Figura 42 Esfuerzos axiales máximos

| | |
|--|----------|
| C.15.11.3 — Esfuerzos axiales máximos – Los esfuerzos axiales máximos admisibles sobre el pilote, o sobre el fuste cuando se trate de pilotes acampanados en su base, son los siguientes: | |
| (a) Esfuerzos de compresión causados por las cargas gravitacionales (no incluye efectos de hincado): | |
| $D + L \leq 0.25f'_c A_g$ | (C.15-2) |
| $1.2D + 1.6L \leq 0.35f'_c A_g$ | (C.15-3) |
| (b) Esfuerzos de compresión causados por las cargas gravitacionales más los efectos sísmicos: | |
| $D + L + 0.7E \leq 0.33f'_c A_g$ | (C.15-4) |

Fuente: NSR – 10.

Para el cálculo de la carga máxima admisible, se supone un concreto de $f'_c=21$ Mpa.

Tabla 35 Cálculo de carga axial máxima

| DIAMETRO (m) | Ag= AREA PUNTA (m ²) | 0.25*f ['] c*Ag (Ton) |
|--------------|----------------------------------|--------------------------------|
| 1,50 | 1,76 | 924 |

Fuente: Propia.

De acuerdo al criterio de la NSR-10, la carga axial máxima admisible para un caissons de 1,50 metros de diámetro es de 924 toneladas.

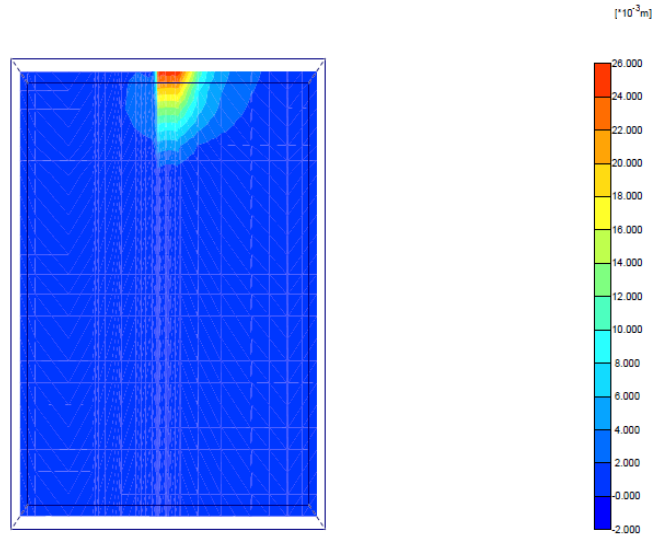
8.2.3 Carga de diseño vertical

Teniendo en cuenta los análisis realizados la carga axial admisible limita la capacidad del caissons por lo que se recomienda trabajar con una carga máxima de 924 toneladas.

8.2.4 Carga Lateral

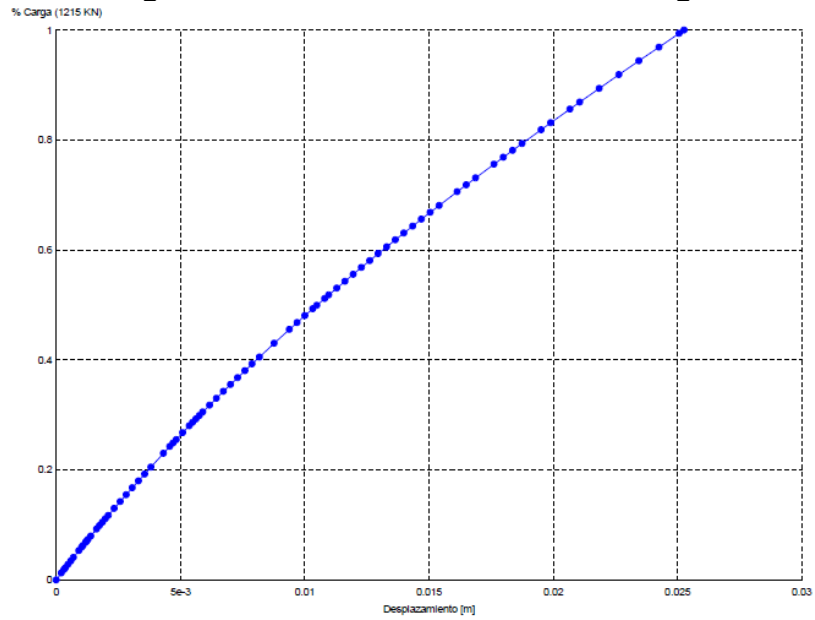
Para una carga superior a 100 toneladas, un caisson de 1,50 metros diámetros y 15 metros longitud presenta una deformación lateral de 2,50 centímetros.

Figura 43 Deformaciones



Fuente: Plaxis 3D.

Figura 44 Curva Asentamiento Vs. % Carga



Fuente: Plaxis 3D.

8.2.5 Separación horizontal

Este sistema funciona de manera similar a una viga en cantiléver o voladizo, actuando sobre la cara de los pilotes prebarrenados una carga ejercida por la presión de tierra, volviendo un problema de interacción suelo-estructura. Como es sistema discreto, ya que los pilotes tienen una separación entre ellos, la eficiencia del sistema dependerá del tamaño de los pilotes, separación entre ejes ubicación y las condiciones geotécnicas del subsuelo.

Estos sistemas funcionan con el concepto o efecto de arqueado del suelo “soil arching” (Terzaghi, 1936, 1943), el cual consiste en la transferencia de esfuerzos de una masa de suelo que está fluyendo (plásticamente) a una masa que está estacionaria. Estudios realizados por Chen et al. (1997) muestran que para que los pilotes actúen individualmente se tenía que presentar una separación entre ejes de 3 veces el diámetro.

9. DISEÑO DE LOS ANCLAJES

La capacidad de los anclajes puede ser determinada mediante la siguiente expresión, de acuerdo a publicación FHWA-IF-99-015, GeotechnicalEngineering Circular No. 4, Anchors and Anchor Systems:

$$T = q_s \pi D L_b$$

Dónde:

q_s = es el esfuerzo de trabajo del bulbo a lo largo de la interface entre el suelo y la lechada de cemento.

D = diámetro de la perforación

L_b = longitud del bulbo

T es la carga de tensionamiento o capacidad del anclaje.

Los valores del esfuerzo de trabajo del bulbo se consideran normalmente como el 50% o menos que la resistencia ultima.

La resistencia última del bulbo entre el suelo y la lechada de cemento del sistema del anclaje se estimó por medio del siguiente procedimiento:

El perfil estratigráfico en la zona de estudio, está compuesto principalmente por rocas blandas e intermedias, de acuerdo a la siguiente figura, se asume un valor promedio de resistencia última de 1400Kpa (1.4MPa).

Tabla 36. Resistencia última de la interface suelo/lechada a lo largo de la zona del bulbo.

Table 7. Presumptive average ultimate bond stress for ground/grout interface along anchor bond zone (after PTI, 1996).

| Rock | | Cohesive Soil | | Cohesionless Soil | |
|------------------------|------------------------------------|--|------------------------------------|---|------------------------------------|
| Rock type | Average ultimate bond stress (MPa) | Anchor type | Average ultimate bond stress (MPa) | Anchor type | Average ultimate bond stress (MPa) |
| Granite and basalt | 1.7 - 3.1 | Gravity-grouted anchors (straight shaft) | 0.03 - 0.07 | Gravity-grouted anchors (straight shaft) | 0.07 - 0.14 |
| Dolomitic limestone | 1.4 - 2.1 | Pressure-grouted anchors (straight shaft) | | Pressure-grouted anchors (straight shaft) | |
| Soft limestone | 1.0 - 1.4 | • Soft silty clay | 0.03 - 0.07 | • Fine-med. sand, med. dense - dense | 0.08 - 0.38 |
| Slates and hard shales | 0.8 - 1.4 | • Silty clay | 0.03 - 0.07 | • Med.-coarse sand (w/gravel), med. dense | 0.11 - 0.66 |
| Soft shales | 0.2 - 0.8 | • Stiff clay, med. to high plasticity | 0.03 - 0.10 | • Med.-coarse sand (w/gravel), dense - very dense | 0.25 - 0.97 |
| Sandstones | 0.8 - 1.7 | • Very stiff clay, med. to high plasticity | 0.07 - 0.17 | • Silty sands | 0.17 - 0.41 |
| Weathered Sandstones | 0.7 - 0.8 | • Stiff clay, med. plasticity | 0.10 - 0.25 | • Dense glacial till | 0.30 - 0.52 |
| Chalk | 0.2 - 1.1 | • Very stiff clay, med. plasticity | 0.14 - 0.35 | • Sandy gravel, med. dense-dense | 0.21 - 1.38 |
| Weathered Marl | 0.15 - 0.25 | • Very stiff sandy silt, med. plasticity | 0.28 - 0.38 | • Sandy gravel, dense-very dense | 0.28 - 1.38 |
| Concrete | 1.4 - 2.8 | | | | |

Fuente: FHWA-IF-99-015, Geotechnical Engineering Circular No. 4, Anchors and Anchor Systems, (after PTI, 1996).

Para la determinación de la capacidad de los anclajes se utiliza un valor de esfuerzo ultimo de trabajo del bulbo $q_s = 1.4 \text{ Mpa}$.

El esfuerzo de trabajo implementado en los diseños contempla un factor de seguridad de 2.0 y un espaciamiento horizontal de 3.0m, con lo cual se obtiene un valor de resistencia admisible de la interface suelo/lechada a lo largo de la zona del bulbo de: $q_{adm} = 230 \text{ KPa}$

$$\text{Longitud del Bulbo} = \frac{\text{Capacidad de Carga} * F. S.}{\text{Capacidad de Adherencia} * \text{Perimetro de Perforacion}}$$

$$\text{Longitud del Bulbo} = \frac{400 * 1.5}{230 * 0.31}$$

$$\text{Longitud del Bulbo} = 8.46 \text{ m}$$

De esta manera para un sistema de anclajes de 4 torones de 5/8" tensados a 40 toneladas se necesita un bulbo entre 8 y 9 metros aproximadamente, embebidos en el estrato roca blanda e intermedia.

Se realiza una verificación del tensionamiento:

$$T = (23 \text{ ton/m}^2) * (\pi) * (0.10\text{m})(9\text{m})$$

$$T = 65 \text{ ton}$$

Teniendo en cuenta que se recomienda limitar el tensionamiento para construcción de las pantallas por lo menos 60% de la resistencia ultima, se recomienda anclajes de 40 toneladas.

Con estas características de anclajes se realiza un análisis de estabilidad mediante equilibrio límite para analizar la estabilidad global del sistema de anclajes y determinar el espaciamiento horizontal de los mismos.

Los análisis permiten determinar que las longitudes de anclaje o bulbos son suficientes para obtener un factor de seguridad aceptable.

10. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE LAS OBRAS PROPUESTAS

10.1 SOFTWARE UTILIZADO

Para el análisis de estabilidad del perfil geotécnico típico con las obras propuestas se utilizó el software SLOPE/W, que utiliza la teoría de equilibrio límite para obtener los factores de seguridad al deslizamiento.

Los parámetros de los suelos para el diseño fueron los siguientes:

Tabla 37 Parámetros para el diseño

| TIPO DE SUELO | ANGULO DE FRICCIÓN (°) | COHESIÓN (KN/m ²) | PESO UNITARIO (KN/m ³) | MODULO DE ELASTICIDAD (KN/m ²) |
|--------------------------------------|------------------------|-------------------------------|------------------------------------|--|
| Deposito Coluvial | 21,19 | 6,16 | 16,50 | 10.724 |
| Suelo Residual | 39,45 | 16,80 | 19,00 | 47.967 |
| Roca fracturada de la Formación Luna | 29,67 | 199 | 24,00 | 3.169.230 |

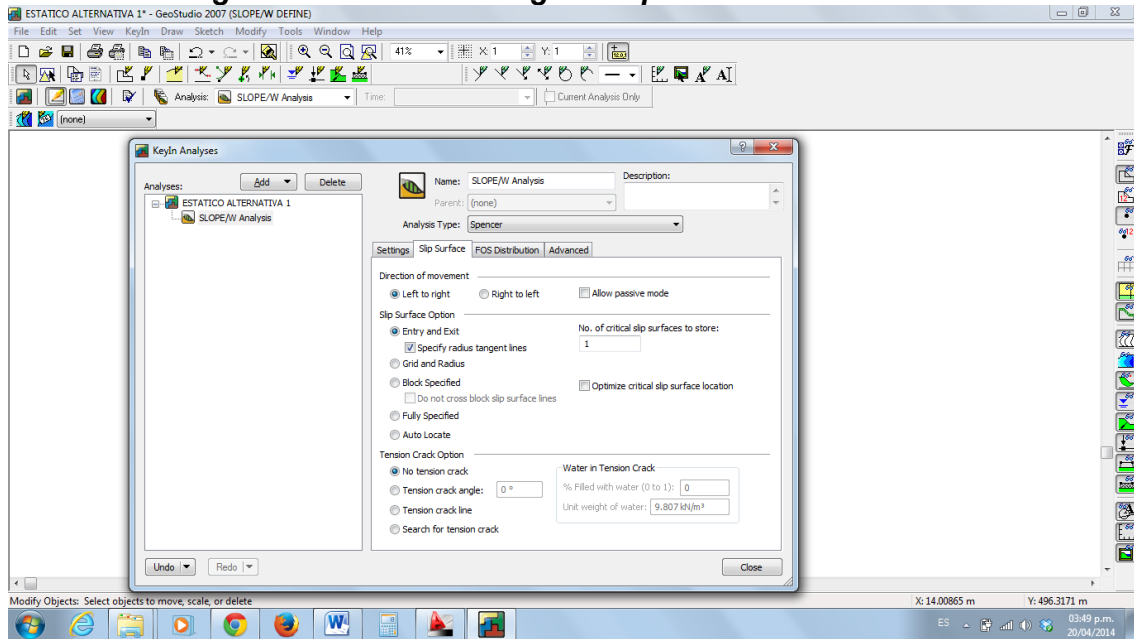
Fuente: Propia.

Para el análisis de estabilidad del talud inferior de la vía se supondrá una sobrecarga de 1.5 Ton/m², que de acuerdo al numeral H.5.1.2 de la norma sismo-resistente de Colombia NSR-10 es la mínima a considerar en vías públicas.

A continuación se presenta un procedimiento general para el manejo del software.

- ❖ Se escoge el software a utilizar del paquete de Geoestudio 2007, para análisis de estabilidad se selecciona SLOPE/W y se elige la orientación del análisis y el método con el cual se va analizar.

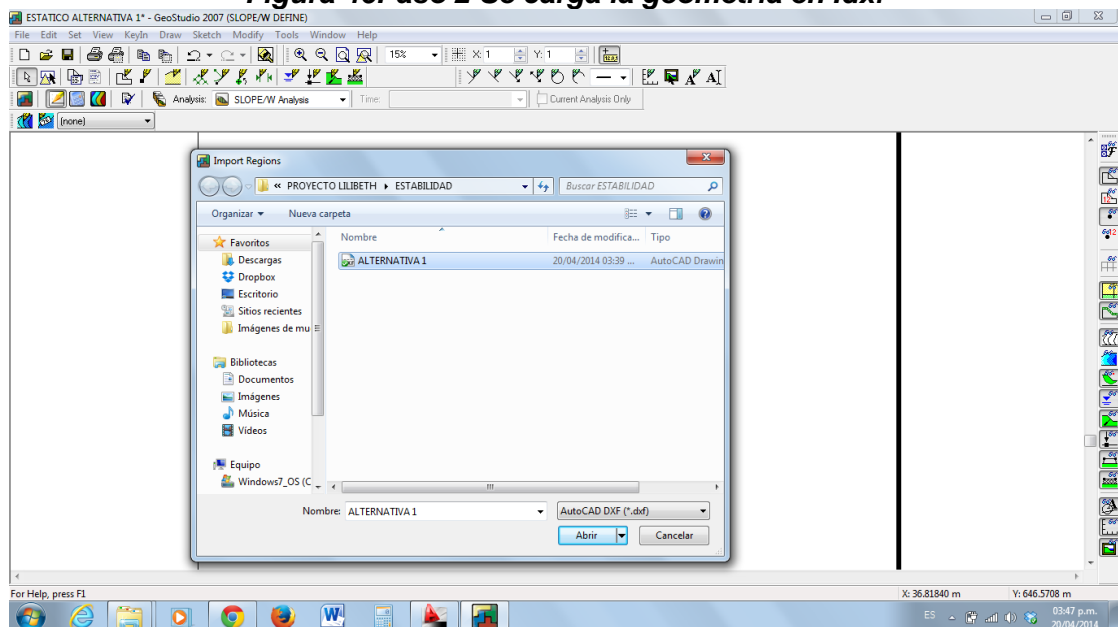
Figura 45 Paso 1 Se escogen los parámetros de análisis



Fuente: Slope/W.

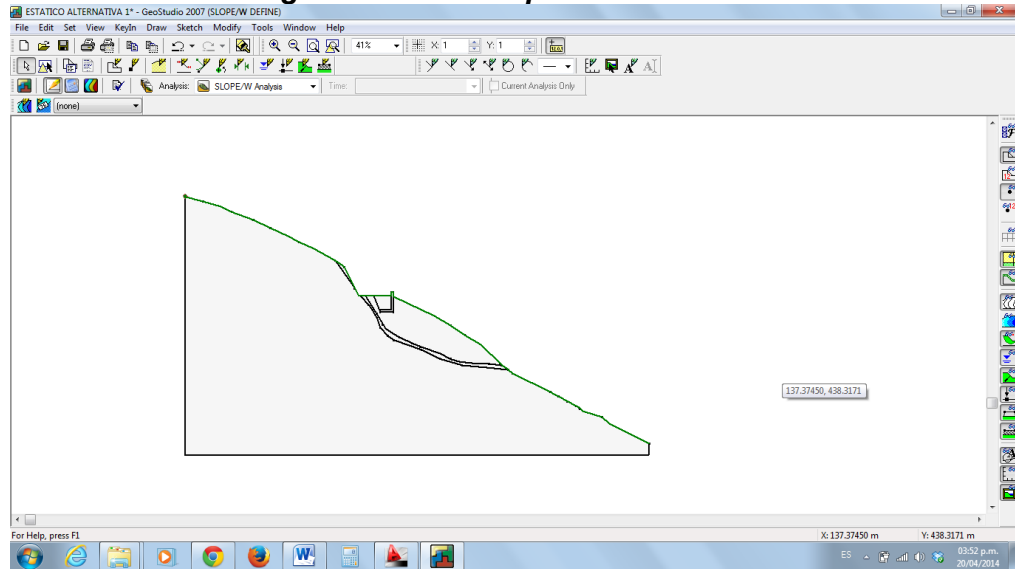
- ❖ Previamente al análisis, se ha dibujado la geometría del talud en autocad y se han generado las superficies, este archivo se guarda en .dxf para que sea compatible con el software.

Figura 46 Paso 2 Se carga la geometría en .dxf



Fuente: Slope/W.

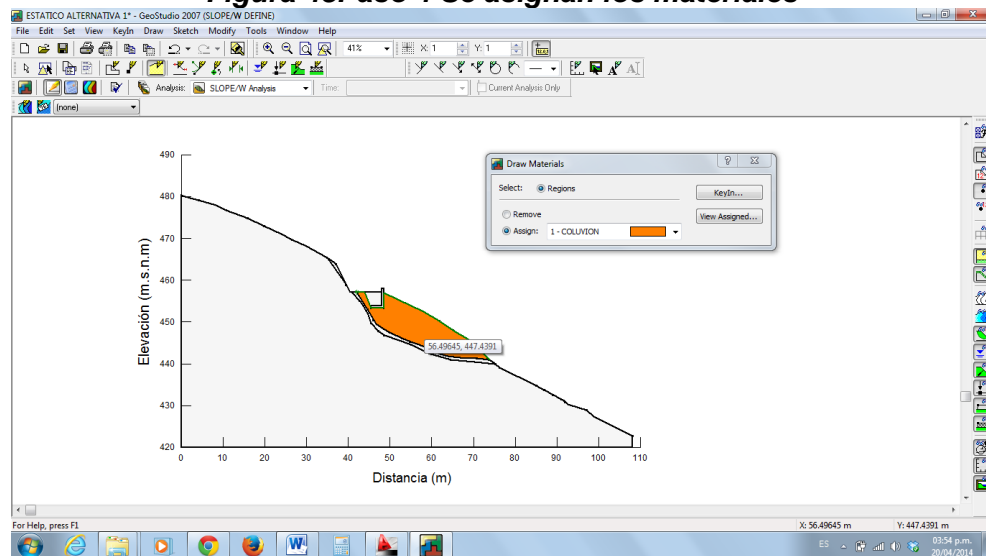
Figura 47 Paso 3 Superficies del talud



Fuente: Slope/W.

- ❖ Se asignan los materiales presentes en talud a estudiar, los datos de entrada cumplen con el criterio de Mohr Coulomb (peso unitario, ángulo de fricción y cohesión).

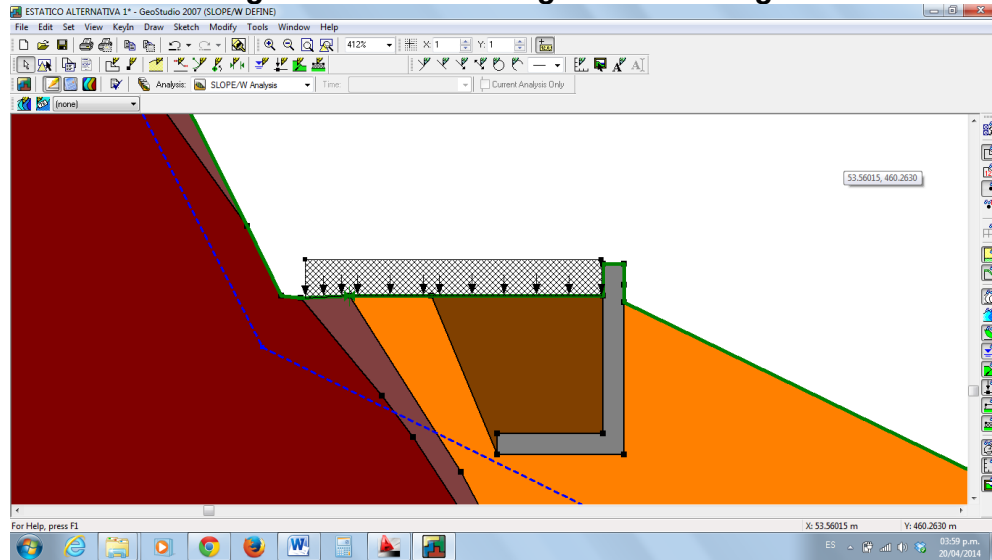
Figura 48 Paso 4 Se asignan los materiales



Fuente: Slope/W.

- ❖ Se asigna la sobrecarga a la cual está sometido el talud analizado y se dibuja la línea del nivel freático de acuerdo a los datos obtenidos en las exploraciones geotécnicas.

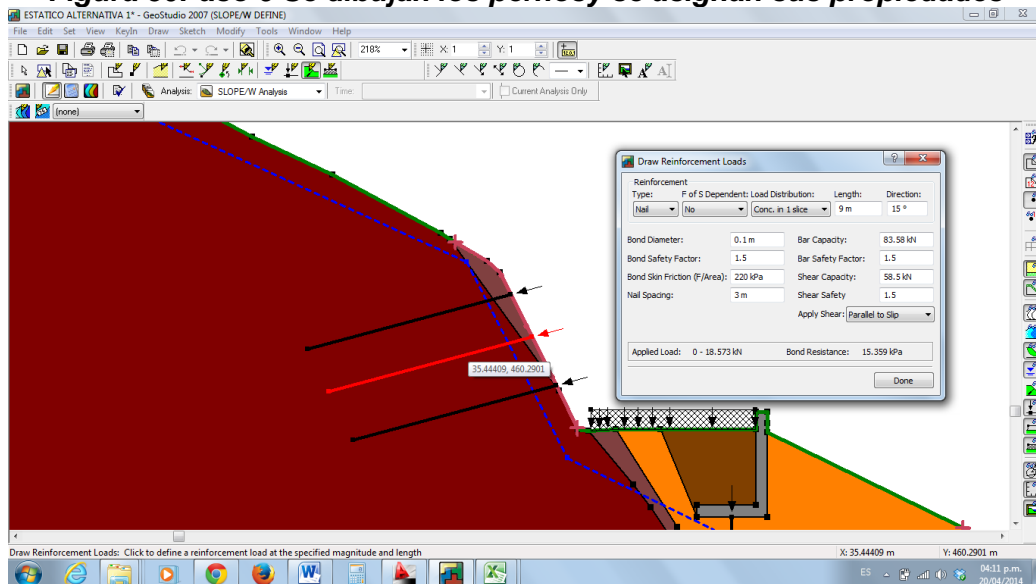
Figura 49 Paso 5 Se asigna la sobrecarga



Fuente: Slope/W.

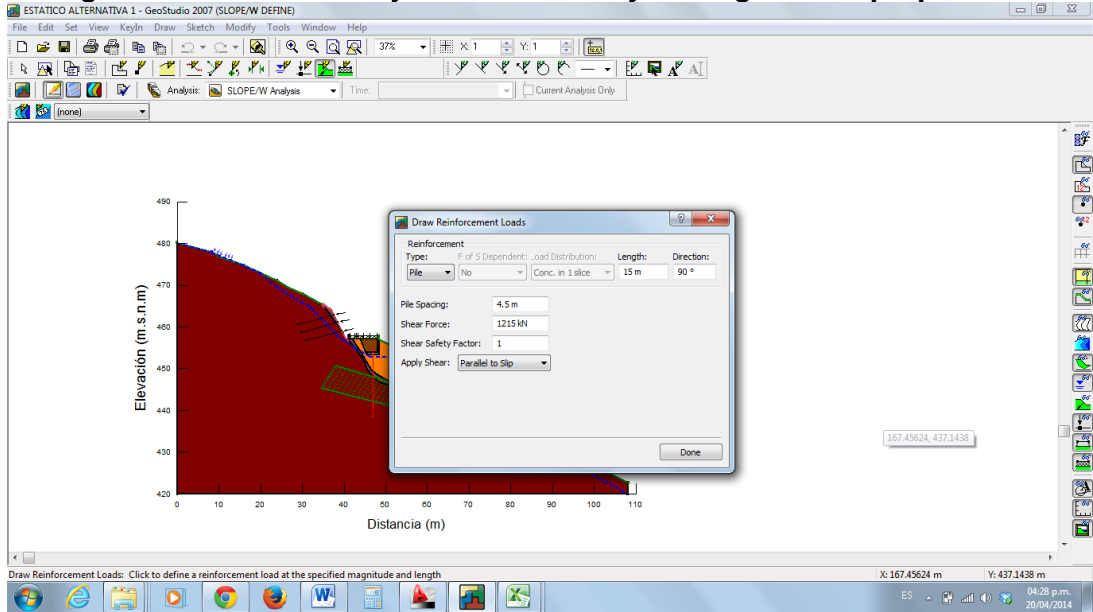
- ❖ Se dibujan las obras propuestas con sus respectivas características, dependiendo del tipo de obra y de la alternativa analizada.

Figura 50 Paso 6 Se dibujan los pernosy se asignan sus propiedades



Fuente: Slope/W.

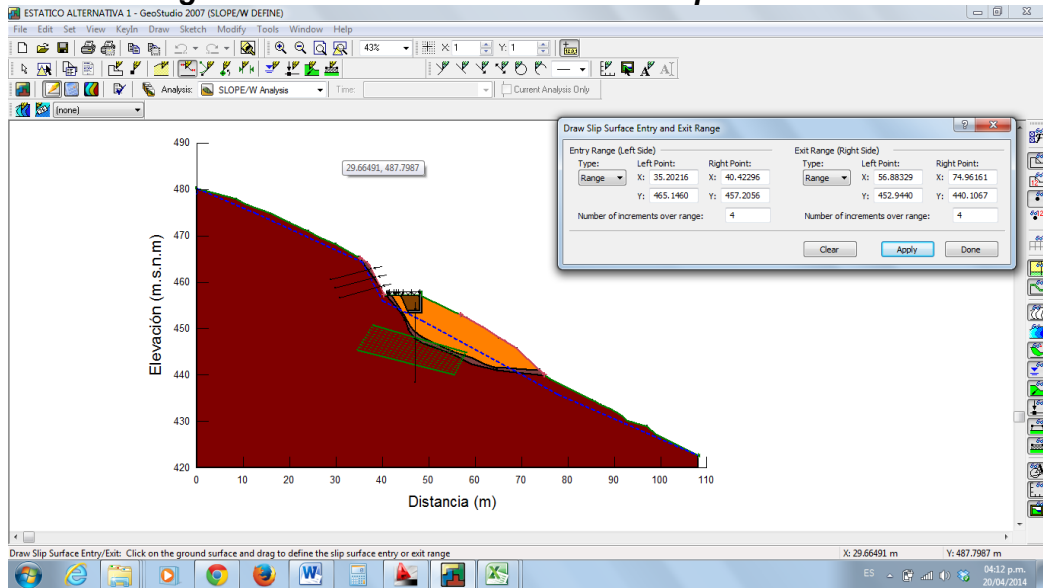
Figura 51 Paso 7 Se dibujan los caissons y se asignan sus propiedades



Fuente: Slope/W.

- ❖ Se definen los límites y se corre el programa.

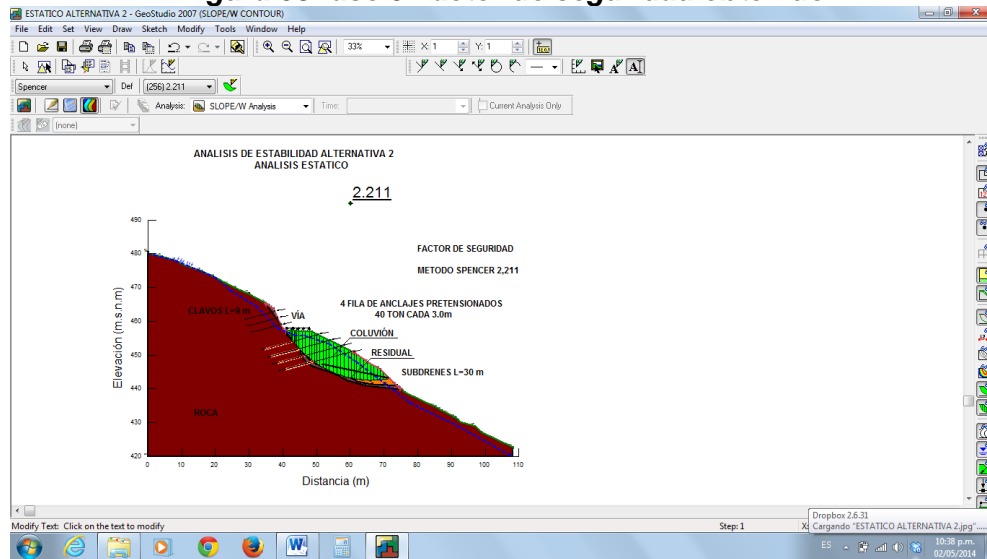
Figura 52 Paso 8 Se definen los límites para el análisis



Fuente: Slope/W.

- ❖ Se obtiene el factor de seguridad del método analizado, se ajusta la presentación del modelo incluyendo los textos explicativos.

Figura 53 Paso 9 Factor de seguridad obtenido



Fuente: Slope/W.

10.2 CALCULO DE COEFICIENTE SEUDOESTATICO

De acuerdo al Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR 10 en el artículo H.5.2.5, para análisis pseudoestático de taludes K_{ST} tiene valor inferior o igual a a_{máx}, y se admiten los siguientes valores mínimos de K_{ST}/a_{máx}, dependiendo del material terreo (reforzado o no) y del tipo de análisis, tal como se indica en la tabla H.5.2.5 de la NSR-10.

Figura 54 Valores de K_{ST}/a_{máx} Mínimos para Análisis Seudoestáticos de Taludes

| Material | K _{ST} /a _{máx} Mínimo | Análisis de Amplificación Mínimo |
|---|--|--|
| Suelos, enrocados y macizos rocosos muy fracturados (RQD < 50%) | 0.80 | Ninguno |
| Macizos rocosos (RQD > 50%) | 1.00 | Ninguno |
| Todos los materiales térreos | 0.67 | Amplificación de onda unidimensional en dos columnas y promediar |
| Todos los materiales térreos | 0.50 | Amplificación de onda bidimensional |

Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismoresistente NSR-10

Para nuestro caso tomamos un valor de 0.80 y el coeficiente Aa (coeficiente o parámetro que representa la aceleración pico efectiva para diseño sísmoresistente) para Landázuri es de 0.15.

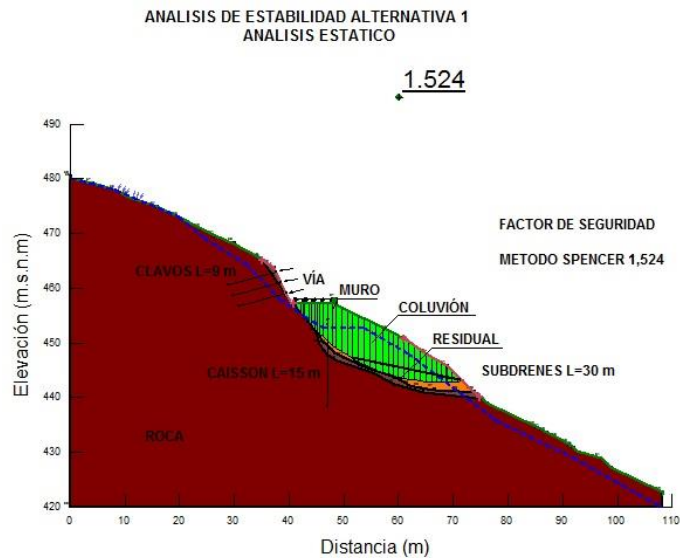
En este caso el valor del coeficiente K sería:

$$K=0.8*0.15=0.12$$

10.3 ESCENARIOS ANALIZADOS

10.3.1 Escenario 1, Talud con obras - Alternativa1, análisis estático.

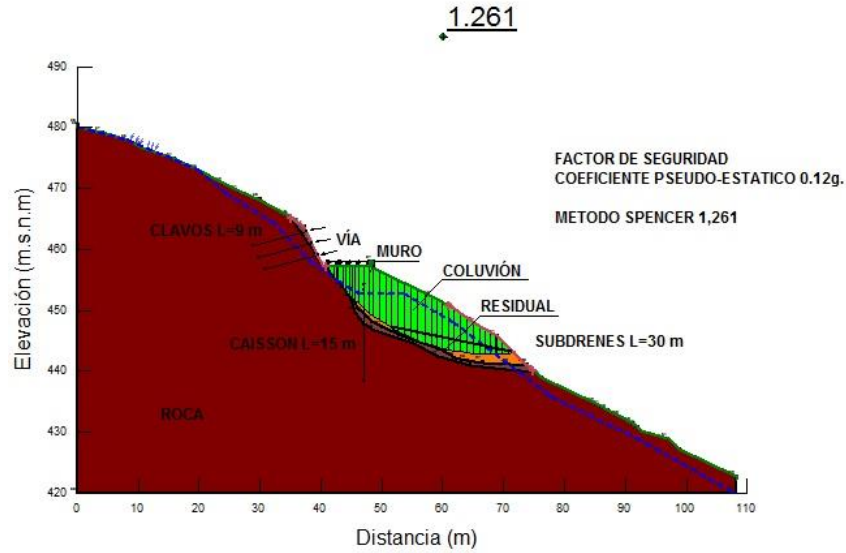
Figura 55 *Análisis de estabilidad alternativa 1, condición estática*



Fuente: Slope/W.

10.3.2 Escenario 2, Talud con obras - Alternativa 1, análisis dinámico.

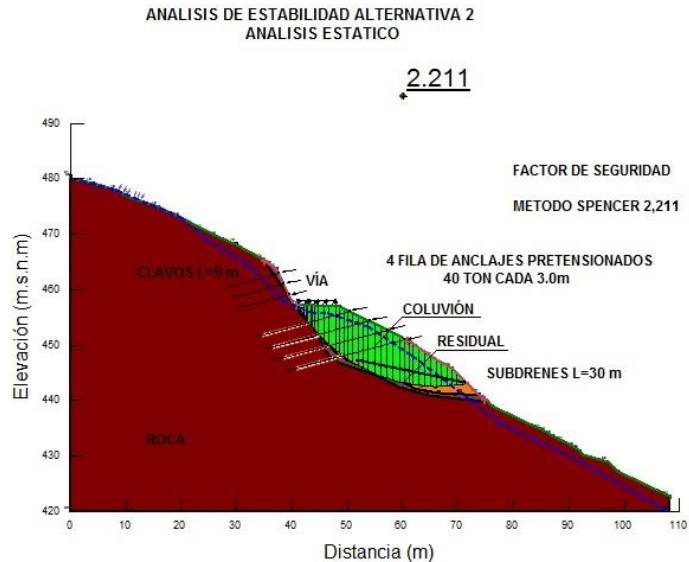
Figura 56 Análisis de estabilidad alternativa 1, condición dinámica



Fuente: Slope/W.

10.3.3 Escenario 3, Talud con obras - Alternativa 2, análisis estático.

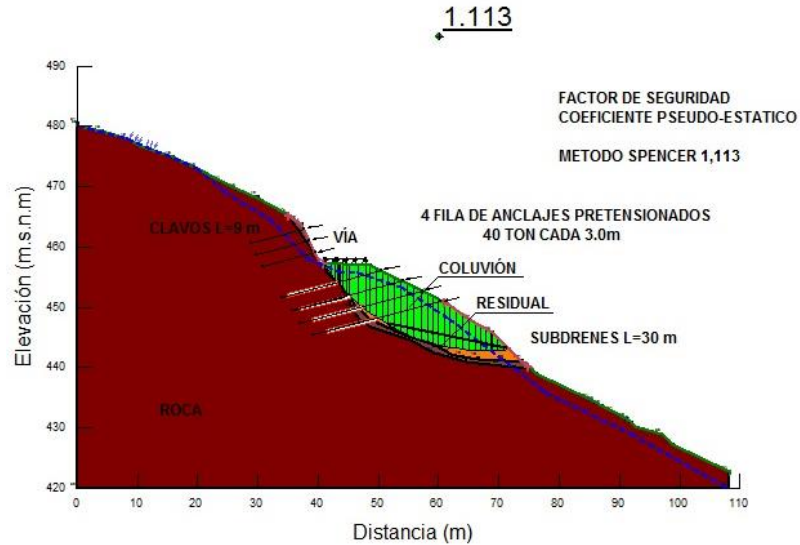
Figura 57 Análisis de estabilidad alternativa 2, condición estática



Fuente: Slope/W.

10.3.4 Escenario 4, Talud con obras Alternativa 2, análisis dinámico.

Figura 58 Análisis de estabilidad alternativa 2, condición dinámica



Fuente: Slope/W.

10.4 CONCLUSION DE LOS ANALISIS DE ESTABILIDAD CON OBRAS

- ❖ De acuerdo a los análisis de estabilidad realizados anteriormente, se puede concluir que las dos alternativas son estable y cumplen con los factores mínimos requeridos por la NSR-10, los cuales son 1,10 para condición pseudoestática y 1,50 para condición estática.
- ❖ La alternativa 1 presenta un factor de seguridad mayor en condición dinámica que la alternativa 2, por esta razón se considera la alternativa 1 más estable que la alternativa 2.

11. ANÁLISIS DE DEFORMACIONES DE LA ALTERNATIVA 2

Para el análisis de las deformaciones se utilizó el software para computador PLAXIS 2D versión profesional 8.2. Este software emplea el método de los Elementos Finitos para calcular los esfuerzos y deformaciones en estructuras geotécnicas.

El objetivo de este análisis es identificar las deformaciones a las cuales se encontraría sometida la pantalla de anclajes pretensionados en el talud inferior.

11.1 PARAMETROS DE LOS SUELOS

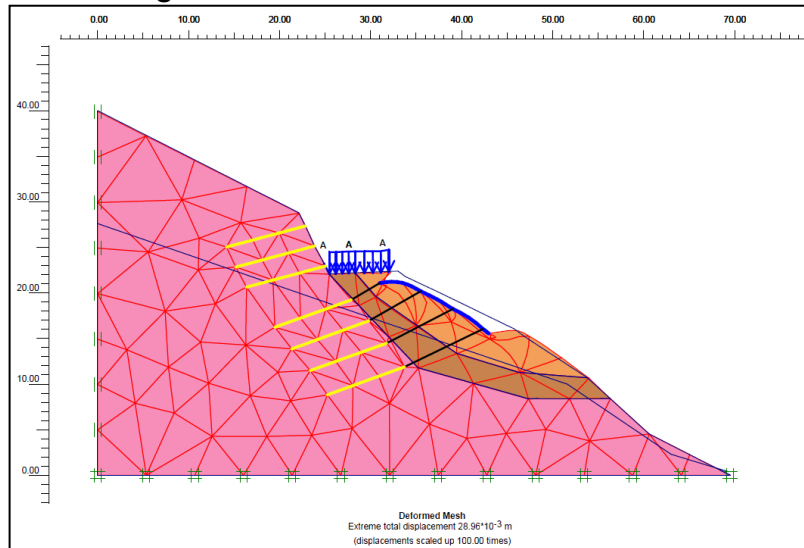
Para el análisis se utilizaron los parámetros obtenidos, los cuales fueron utilizados en las modelaciones para análisis de estabilidad con el software SLOPE/W.

Tabla 38 Parámetros para el diseño

| TIPO DE SUELO | ANGULO DE FRICCIÓN (°) | COHESIÓN (KN/m ²) | PESO UNITARIO (KN/m ³) | MODULO DE ELASTICIDAD (KN/m ²) |
|--------------------------------------|------------------------|-------------------------------|------------------------------------|--|
| Deposito Coluvial | 21,19 | 6,16 | 16,50 | 10.724 |
| Suelo Residual | 39,45 | 16,80 | 19,00 | 47.967 |
| Roca fracturada de la Formación Luna | 29,67 | 199 | 24,00 | 3.169.230 |

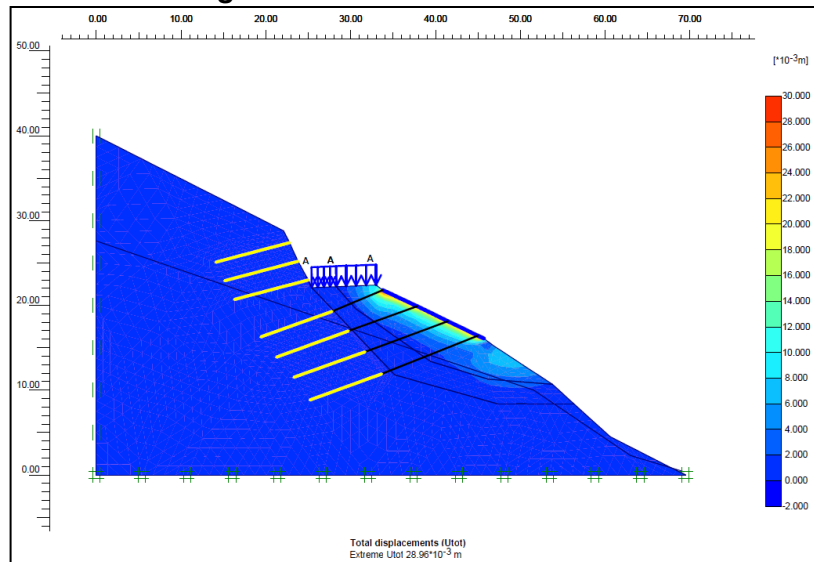
Fuente: Propia.

Figura 59 Modelo Geotécnico de PLAXIS



Fuente: Plaxis 2D.

Figura 60 Deformaciones totales



Fuente: Plaxis 2D.

De acuerdo al análisis de estabilidad realizado anteriormente, se puede concluir que la alternativa 2 es estable ya que las deformaciones máximas por empuje lateral son de 2,896 cm.

12. CANTIDADES DE OBRA Y PRESUPUESTO DE LAS ALTERNATIVAS

Con el fin de establecer un criterio de comparación de las dos alternativas planteadas, se realizó el cálculo de las cantidades de obra y con esto calcular el presupuesto aproximado.

Los valores unitarios que se plasman en el estudio se pueden observar en el anexo 3.

12.1 CANTIDADES DE OBRA Y PRESUPUESTO ALTERNATIVA 1

Tabla 39. Cantidades de obra y presupuesto aproximado Alternativa 1.

| ITEM | UNID. | CANTIDAD | V. UNITARIO | V. TOTAL |
|--|-------|----------|-----------------|----------------------------|
| Localización y replanteo | GL | 1 | \$ 6,038,159.46 | \$ 6,038,159.46 |
| Excavación mecánica | M3 | 1729 | \$ 13,266.00 | \$ 22,936,914.00 |
| Caisson D=1.50 y L=15.0 m (21) | ML | 315 | \$ 2,723,835.50 | \$ 858,008,182.50 |
| Subdrenes de penetración Longitud 20.0m (13) | ML | 260 | \$ 121,614.00 | \$ 31,619,640.00 |
| Concreto muro | M3 | 282.75 | \$ 599,402.00 | \$ 169,480,915.50 |
| Acero de refuerzo para muro | KG | 21,206 | \$ 4,604.50 | \$ 97,644,178.13 |
| Relleno con material seleccionado | M3 | 1131 | \$ 48,726.00 | \$ 55,109,106.00 |
| Concreto pantalla pernos e=0.10 | M3 | 1400 | \$ 990,495.50 | \$ 1,386,693,700.00 |
| Acero de refuerzo para pantalla de pernos | KG | 66,500 | \$ 4,604.50 | \$ 306,199,250.00 |
| Clavos de L=9.0m Incluye Acero (200) | ML | 1,800 | \$ 137,970.00 | \$ 248,346,000.00 |
| Canal en Sacos de Suelo-Cemento | ML | 260 | \$ 104,508.00 | \$ 27,172,080.00 |
| COSTO DIRECTO TOTAL | | | | \$ 3,209,248,125.59 |

Fuente: Propia.

12.2 CANTIDADES DE OBRA Y PRESUPUESTO ALTERNATIVA 2

Tabla 40. Cantidades de obra y presupuesto aproximado Alternativa 2.

| ITEM | UNID. | CANTIDAD | V. UNITARIO | V. TOTAL |
|--|-------|----------|-----------------|----------------------------|
| Localización y replanteo | GL | 1 | \$ 6,038,159.46 | \$ 6,038,159.46 |
| Excavación mecánica | M3 | 598 | \$ 13,266.00 | \$ 7,933,068.00 |
| Subdrenes de penetración Longitud 20.0m (13) | ML | 260 | \$ 121,614.00 | \$ 31,619,640.00 |
| Anclajes de 40 Ton (116) | ML | 2262 | \$ 371,440.00 | \$ 840,197,280.00 |
| Concreto pantalla anclada e=0.10 | M3 | 870 | \$ 990,495.50 | \$ 861,731,085.00 |
| Acero de refuerzo para pantalla de anclajes | KG | 56550 | \$ 4,604.50 | \$ 260,384,475.00 |
| Concreto pantalla pernos e=0.10 | M3 | 1400 | \$ 990,495.50 | \$ 1,386,693,700.00 |
| Acero de refuerzo para pantalla de pernos | KG | 66,500 | \$ 4,604.50 | \$ 306,199,250.00 |
| Clavos de L=9.0m Incluye Acero (200) | ML | 1,800 | \$ 137,970.00 | \$ 248,346,000.00 |
| Canal en Sacos de Suelo-Cemento | ML | 260 | \$ 104,508.00 | \$ 27,172,080.00 |
| COSTO DIRECTO TOTAL | | | | \$ 3,976,314,737.46 |

Fuente: Propia.

13. COMPARACION ENTRE LAS ALTERNATIVAS

Para determinar cuál de las dos alternativas es más viable para la ampliación y la estabilización del talud inferior en la vía Transversal del Carare, específicamente en el PK 51+300, se basó en los análisis de estabilidad, cantidades, presupuesto y condiciones generales del área estudiada.

Tabla 41 Análisis comparativo de alternativas (Ventajas y Desventajas)

| DESCRIPCION | Alternativa 1: Pantalla de pernos en el talud superior y muro de contención cimentado sobre caissons en el talud inferior. | Alternativa 2: Pantalla de pernos en el talud superior y pantalla de anclajes pretensionados en el talud inferior. |
|------------------------------------|--|---|
| ESTABILIDAD F.S. ANALISIS DINAMICO | 1,261 | 1,113 |
| PRESUPUESTO | \$ 3,209,248,125.59 | \$ 3,976,314,737.46 |
| NIVEL DE COMPELJIDAD | Alto, debido a que se requiere limitar el funcionamiento de la vía existente, para su construcción. | Medio, teniendo en cuenta que no se requiere cerrar la vía. |
| VIDA UTIL | Al reemplazar el material sobre el cual va estar conformada la vía no se esperan deformaciones en la misma. La vida útil esperada es de 50 años. | Se deben esperar agrietamientos en la vía, por lo que se debe plantear un mantenimiento permanente en la vía. La vida útil esperada es de 20 años. |
| FUNCIONALIDAD | Rehabilitar la vía mediante la construcción de obras que garanticen su funcionamiento por un mayor tiempo. | Mitigar la amenaza a la que se encuentra el talud inferior de la vía, pero sin garantizar, la no presencia de agrietamientos y deformaciones en la calzada. |

Fuente: Propia.

Las dos alternativas planteadas cumplen con los rangos de factor de seguridad establecidos en la NSR-10, los cuales son 1,10 para condición pseudoestática y 1,50 para condición estática, sin embargo la alternativa 1 es la más económica y garantiza la funcionalidad de la vía por un periodo de tiempo mayor, su principal limitante está relacionada con el proceso de constructivo, en el cual se debe plantear un cierre parcial de la vía, debido a que se deben retirar gran parte de los suelos coluviales inestables.

De acuerdo al anterior cuadro comparativo y analizando las ventajas y desventajas de cada una de la alternativas propuestas, en mi criterio la alternativa más favorable y la que se debe escoger es la **alternativa 1**.

14. CONCLUSIONES

- ❖ Los resultados del estudio no arrojan nivel freático hasta la profundidad de exploración realizada, sin embargo en los ensayos de laboratorio se obtienen valores de humedad alta, razón por la cual se asume que los suelos superficiales son susceptibles a la infiltración y por ende a la saturación.
- ❖ Los factores de mayor incidencia en los problemas de inestabilidad en las laderas en estudio son la presencia de un coluvión activo de más de 10 metros de espesor, el nivel freático y las altas pendientes.
- ❖ Los resultados de los modelos de estabilidad de taludes mediante equilibrio límite, establecen que el talud inferior, en un tramo de aproximadamente 87 metros, presenta amenaza por procesos de remoción en masa.
- ❖ En conclusión se identificó un movimiento de masa de suelo que inicia justo por encima del contacto entre él y la roca fracturada.
- ❖ La alternativa más viable técnicamente y económicamente es la **alternativa 1** la cual consiste en la construcción de un muro de contención cimentado sobre caissons.
- ❖ La alternativa 2 es viable técnicamente pero económicamente no, teniendo en cuenta que su costo es superior comparado con el de la alternativa 1.
- ❖ La longitud de los caissons debe ser de por lo menos 15 metros. El coluvión identificado tiene un espesor de hasta 10 metros de profundidad y se plantea retirar aproximadamente 4 mt para construcción de muro de contención, es decir que aproximadamente 6 a 7 metros quedarían hincados en el coluvión, y para garantizar la estabilidad de la obra, se recomienda que por lo menos 8.0 metros del caisson deben estar embebidos dentro de la roca para que soporte las cargas laterales.
- ❖ Aun cuando se determinó un factor de seguridad mayor a 1,10 en los análisis de estabilidad con obras en condición pseudoestático, se pueden presentar condiciones más desfavorables, las cuales no se pueden cuantificar, por esta

razón se concluye que para eliminar por completo la amenaza a deslizamiento, se debe eliminar el depósito que se encuentra en el talud inferior y eliminar por completo la presencia del nivel de agua subterránea en la ladera.

- ❖ En el talud inferior se recomienda construir dos canales en sacos de suelo-cemento de aproximadamente 130 metros de longitud cada uno y 1,50 metros de ancho para la recolección de las aguas superficiales y las captadas por los subdrenes de penetración.
- ❖ Con el objeto de establecer la funcionabilidad de las obras propuestas y sus efectos sobre la estabilidad de la vía, se debe implementar un sistema de monitoreo. Este sistema se debe construir antes del iniciar la construcción de las obras y se debe realizar un seguimiento durante la construcción de las obras y como mínimo hasta un año después de haber terminada la construcción de la totalidad de las obras propuestas, esto con el objeto de estudiar el comportamiento y a corroborar las hipótesis de diseño y en tal caso poder implementar obras adicionales que puedan mejorar las condiciones de estabilidad.

BIBLIOGRAFÍA

- ❖ Ensayos in situ en Geo-mecánica: Las pruebas principales. Fernando Schnaid 2009.
- ❖ Evaluación Indirecta De Los Módulos Elásticos De Rigidez In Situ y La Relación entre V_p/V_s y El Ángulo De Fricción Interna, Alfonso Álvarez Manilla Aceves, Paul Garnica Anguas, Alfonso Pérez Salazar. Reglamento Colombiano De Construcción Sismo Resistente NSR-10.
- ❖ González de Vallejo Luis y otros. Ingeniería Geológica. Pearson Education S.A. 2002.
- ❖ Guía Para El Diseño y La Ejecución De Anclajes Al Terreno En Obras De Carretera, Dirección Técnica de la Dirección General de Carreteras, Madrid 2001.
- ❖ Instituto Colombiano de Geología y Minería. INGEOMINAS. <http://www.ingeminas.gov.co>.
- ❖ Instituto Geográfico Agustín Codazzi. IGAC. <http://www.igac.gov.co>.
- ❖ Instituto Geológico y Minera de España. Manual de Taludes. 1986, 455p.
- ❖ Instituto Nacional de vías INVIAS. <http://www.invias.gov.co>.
- ❖ Las correlaciones estadísticas entre la onda sísmica, Las velocidades y la cantidad de golpes SPT y la relativa, Densidad de Suelos, Emin U. Uluggerli and Osman Uyanik.
- ❖ Suarez Díaz Jaime (2001), “Control de Erosión en Zonas Tropicales”
- ❖ Suarez Díaz Jaime. “Deslizamientos” Versión 2009 tomos 1 y 2.
- ❖ Tipos De Rotura En Laderas y Taludes, Jordi Corominas 2002.
- ❖ Trabajo de Grado, Análisis Probabilístico de Fallas Superficiales en Taludes Debido a Procesos de Infiltración, Leonardo José Cruz Zelaya, Junio de 2012)
- ❖ X Jornadas Geotécnicas De La Ingeniería Colombiana, Estimativos De Parámetros Efectivos De Resistencia Con El SPT. Álvaro J. González G.

ANEXOS